

EFEITO DE TRANSLAÇÃO DO CENTRO DE ROTAÇÃO NA ANÁLISE DE MUROS DE SUPORTE GRAVÍTICOS FUNDADOS EM TERRENOS COMPRESSÍVEIS

BRUNO GOMES DA COSTA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: António Campos e Matos

Co-Orientador: Carmina Costa

JUNHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais, irmã e Monica

That theory is worthless. It isn't even wrong!

Wolfgang Pauli

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO.....	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE TABELAS	xi
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS.....	xiii

1. INTRODUÇÃO..... 1

1.1. ENQUADRAMENTO DO PROJECTO DE INVESTIGAÇÃO	1
--	---

1.2. ESTRUTURA DA TESE.....	1
-----------------------------	---

2. ENQUADRAMENTO TEÓRICO DAS ESTRUTURAS DE SUPORTE..... 3

2.1. DEFINIÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO	3
---	---

2.2. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO À GRAVIDADE	3
--	---

2.3. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM GABIÕES	5
---	---

2.4. OS GABIÕES	10
-----------------------	----

2.4.1. GENERALIDADES DOS GABIÕES	10
--	----

2.4.2. GABIÕES TIPO CAIXA	10
---------------------------------	----

2.4.3. GABIÕES TIPO SACO	11
--------------------------------	----

2.4.4. GABIÕES TIPO COLCHÃO RENO.....	13
---------------------------------------	----

2.5. ESTRUTURAS EM GABIÕES: PESQUISAS E PROVAS REALIZADAS	15
---	----

2.5.1. PROVAS DE CARGA SOBRE GABIÕES EM ESCALA REAL	15
---	----

2.5.1.1. Prova de compressão simples	15
--	----

2.5.1.2. Provas de corte	17
--------------------------------	----

2.5.2. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS.....	19
--	----

3. TEORIA E CÁLCULOS DE ESTABILIDADE..... 21

3.1. CRITÉRIO DE MOHR-COULOMB	21
-------------------------------------	----

3.2. DETERMINAÇÃO DO IMPULSO	23
------------------------------------	----

3.2.1. CONCEITOS BÁSICOS	23
3.2.2. TEORIA DE RANKINE	24
3.2.3. TEORIA DE BOUSSINESQ, RÉSAL E CAQUOT PARA CONSIDERAÇÃO DO ATRITO SOLO-PARAMENTO	27
3.2.3.1 INTRODUÇÃO	27
3.2.3.2 TEORIA DE BOUSSINESQ. TABELAS DE CAQUOT-KÉRISEL	28
3.3. APLICAÇÕES DE TEORIA EM MUROS DE GABIÃO	30
3.3.1. INTRODUÇÃO	30
3.3.2. SUPERFÍCIES DE ROTURA CURVAS.....	31
3.4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO	32
3.4.1. TIPOS DE ROTURA	32
3.4.2. FORÇAS QUE ACTUAM SOBRE A ESTRUTURA.....	32
3.4.3. DETERMINAÇÃO DOS IMPULSOS.....	33
3.4.4. DEFINIÇÃO DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA	34
3.4.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA PELO MÉTODO DOS COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA. EUROCÓDIGO 7 – PROJECTO GEOTÉCNICO	36

4. DESCRIÇÃO DE UM ACIDENTE EM MURO DE GABIÕES

4.1. INTRODUÇÃO AO CASO	39
4.1.1. DESCRIÇÃO DO MURO.....	39
4.1.2. DIMENSIONAMENTO DOS MUROS	42
4.2. NOTA TÉCNICA	43
4.3. PARECER.....	45
4.3.1. INTRODUÇÃO AO PARECER	45
4.3.2. ABORDAGEM SEGUIDA PELO PARECER.....	46
4.3.3. MODELAÇÃO.....	47
4.3.4. SIMULAÇÕES UTILIZADAS NO PARECER	47
4.3.5. CONCLUSÕES DO PARECER	50

5. APRESENTAÇÃO DO EXEMPLO DE ESTUDO

5.1. INTRODUÇÃO AO EXEMPLO DE ESTUDO	51
5.2. ABORDAGEM SEGUIDA	52
5.3. CÁLCULO DAS FORÇAS E IMPULSOS	53
5.4. ESTADOS LIMITE	56

5.4.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	57
5.4.1.1. Método 1	57
5.4.1.2. Método 2	61
5.4.1.3. Análise clássica utilizando o GAWAC	63
5.4.2. ANÁLISE DE RESULTADOS.....	64
5.4.3. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO.....	66
5.4. ESTUDO DAS DEFORMAÇÕES	67
5.4.1. IMPORTÂNCIA DO ESTUDO DAS DEFORMAÇÕES.....	67
5.4.2. INTERACÇÃO SOLO-ESTRUTURA – ASSENTAMENTOS TOTAIS E DIFERENCIAIS	69
5.4.3. ADMISSIBILIDADE DE UMA SITUAÇÃO HIPOTÉTICA	71

6. CONCLUSÕES.....75

ANEXOS

QUADRO 1	a
QUADRO 2	b
QUADRO 3	d
QUADRO 4	e
QUADRO 5	f
QUADRO 6	h
QUADRO 7	j
QUADRO 8	n

AGRADECIMENTOS

Ao Professor António Campos e Matos, meu orientador, um agradecimento pela exigência e sabedoria que me transmitiu.

À engenheira Carmina Costa um especial obrigado pelo seu empenho e ajuda neste trabalho.

À minha família pelo apoio e confiança.

À Monica por tudo.

RESUMO

Neste trabalho aborda-se e questiona-se o factor de segurança ao derrube de muros de suporte, com especial atenção a muros de gabião, calculado através de modelos clássicos que impõem que o ponto de rotação se localize na base da aresta da frente do muro. Esta imposição parte do pressuposto teórico, mas que não se verifica na prática, de que o solo de fundação é incompressível. Este fenómeno leva a que haja um afundamento da aresta do muro no solo de fundação e respectiva translação do ponto de rotação para o interior.

Com o intuito de perceber a influência desse fenómeno, o trabalho contém a descrição e respectiva análise de um caso real, muro de gabiões, no qual se verificaram excessivas deformações no muro originando roturas das infra-estruturas suportadas. Este tipo de incidente não é caso único e tem até à data ocorrido em várias estruturas de suporte, nas quais, após averiguações e peritagens, não são detectados erros de projecto ou mesmo de execução o que reforça a hipótese admitida inicialmente.

De forma a estudar a questão, é proposto a modelação de um muro de gabiões similar à avaria descrita utilizando software elasto-plástico. Aborda-se o problema de duas formas, conhecidas pelo conceito de metodologias dos coeficientes parciais de segurança. O método 1 visa a utilização de coeficientes parciais de minoração das resistências do solo de fundação. O método 2 atribui coeficientes de majoração às acções. Os factores de segurança assim obtidos com o uso de programa elasto-plástico são finalmente comparados com os factores de segurança calculados pelo programa de utilização corrente de análise limite. Propõe-se neste trabalho apresentar gráficos de correcção do cálculo do factor de segurança pelo método clássico.

Este projecto de investigação visa também, já fora do âmbito do estudo da translação do ponto de rotação, definir e analisar o estado limite de utilização de estruturas de suporte pesadas como os muros em gabiões analisando as respectivas deformações plásticas. Através de modelos semi-empíricos estabelecem-se comparações entre as deformações obtidas no caso de estudo e as deformações limite impostas para uma adequada e razoável utilização em função do tipo de estrutura adjacente ao muro.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas de Suporte, Factor de Segurança, Derrube, Ponto de Rotação, Estados Limite.

ABSTRACT

This paper takes on a critical appreciation of the factor of safety for the collapse of retaining walls for the overturning, with special attention of the gabion walls. This factor is commonly calculated through classic models that impose that the rotation point is fixed and located in the base of the edge of the front of the wall. This assumption made by the classic theory is not accurate since that in reality the ground foundation rarely is incompressible. This fact implies a deepening of the bottom of the front of the wall into the soil of foundation and the respective translation of the rotation point.

With the intention to perceive the influences of this phenomenon, the work contains the description and respective analysis of a real case, gabion walls, in which ruptures of supported infrastructures had been verified due to the extreme deformations in the wall. This type of incident has been frequently verified until this time and expertise work and ascertainments have rarely found any human mistake on a prior phase like the calculations or project which strengthens the hypothesis admitted initially.

For the study of this question a model of a similar gabions wall in the point above is described using software elastic-plastic was made. The problem is approached in two forms, known for the concept of methodologies of the partial coefficients of security is approached. Method 1, aims at the use of partial coefficients of lessening the resistant parameters of the foundation ground. Method 2 attributes coefficients to increase to force which is applied to the wall. The factors of safety guard thus gotten with the elastic-plastic program finally are compared with the factors of safety calculated by the program of current use of analysis. This work proposes the presentation of correction charts for the values of the factor of safety of overturning calculated through the classic method.

This investigation also aims at, out of the scope of the study of the translation of the rotation point, to the analyze of the *Limit State of Use* of heavy structures such as gabions walls analyzing the respective plastic deformations. Through models half-empiricists comparisons between the deformations gotten in the study and the maximum limit deformations established by the models for an adequate and reasonable function of any kind of structure adjacent to the wall.

KEYWORDS: Retaining Walls, Factor of Safety, Overturning, Rotation Point, Limit State.

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Representação básica de um muro de contenção à gravidade em gabiões	4
Fig. 2 – Muro de gabiões com degraus externos e com degraus internos	5
Fig. 3 – Agrafadora pneumática	6
Fig. 4 – Instalação das malhas metálicas.....	6
Fig. 5 – Colocação do material pétreo.....	9
Fig. 6 – Muro de gabiões.....	10
Fig. 7 – Elementos constituintes dos gabiões tipo caixa	10
Fig. 8 – Elementos constituintes dos gabiões tipo saco	12
Fig. 9 – Uso de gabiões saco com presença de água.....	13
Fig. 10 – Elementos constituintes dos colchões Reno	14
Fig. 11 – Diagrama $H \times \tau$	17
Fig. 12 – Rotura do solo segundo o critério de Mohr-Coulomb para um estado de tensão	21
Fig. 13 – Impulso numa estrutura de contenção	23
Fig. 14 – Determinação da pressão lateral.....	25
Fig. 15 – Distribuição de σ_h no estado activo e passivo (solo coesivo)	26
Fig. 16 – Planos de rotura nos estados activo e passivo	27
Fig. 17 – Efeito do atrito <i>terras-muro</i> sobre a direcção do impulso e sobre as superfícies de cedência: a) caso activo; b) caso passivo	28
Fig. 18 – Hipóteses da teoria de Boussinesq	29
Fig. 19 – Convenções usadas nas Tabelas Caquot-Kérisel para estado activo a) e passivo b)	30
Fig. 20 – Determinação do Impulso Passivo	31
Fig. 21 – Tipos de rotura em muros de gabião.....	32
Fig. 22 – Forças que actuam sobre o muro.....	33
Fig. 23 – Outras forças que podem agir sobre o muro	33
Fig. 24 – Verificação quanto ao derrube de um caso particular de paramento face vertical	35
Fig. 25 – Instalação do muro de gabiões	40
Fig. 26 – Planta do IC19.....	41
Fig. 27 – Modelo no GAWAC	43
Fig. 28 – Aspecto das fendas de tracção patentes no aterro	44
Fig. 29 – Aspecto da viga em betão armado	44
Fig. 30 – Fissuração da viga de betão	45
Fig. 31 – Aspecto da fissuração no pavimento e da inclinação dos postes de iluminação.....	45

Fig. 32 – Modelo introduzido no PLAXIS.....	47
Fig. 33 – Pontos plastificados na modelação C.....	49
Fig. 34 – Pontos Plastificados na modelação D.....	50
Fig. 35 – Esquema do modelo idealizado.....	52
Fig. 36 – Esquema de forças actuantes	55
Fig. 37 – Exemplo do procedimento da localização do ponto de rotação.....	58
Fig. 38 – Plastificação de pontos na primeira modelação para o método 1	60
Fig. 39 – Plastificação de pontos na última modelação para o método 1.....	60
Fig. 40 – Plastificação de pontos na última modelação para o método 2.....	62
Fig. 41 – Modelo introduzido no programa GAWAC.....	63
Fig. 42 – Gráfico dos factores de segurança obtidos para o método 1	64
Fig. 43 – Gráfico dos factores de segurança obtidos para o método 2	65
Fig. 44 – Gráfico das deformações para o método 1.....	66
Fig. 45 – Gráfico das deformações para o método 2.....	67
Fig. 46 – Modelo de assentamentos adoptado.....	68
Fig. 47 – Assentamento não uniforme da fundação	69
Fig. 48 – Ordens de grandeza das distorções angulares admissíveis para diversas situações segundo Bjerrum.....	70
Fig. 49 – Relação entre assentamentos máximo e diferencial em edifícios fundados em areias segundo Bjerrum	71
Fig. 50 – Progressão da deformação plástica verificada no terraplino a 17 m do tardo do muro para o método 1	72
Fig. 51 – Progressão da deformação plástica verificada no terraplino a 17 m do tardo do muro para o método 2	72

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Dimensões padrão de gabiões tipo caixa	11
Tabela 2 – Dimensões padrão de gabiões tipo saco.....	13
Tabela 3 – Dimensões padrão de gabiões tipo Reno.....	15
Tabela 4 – Ensaios de compressão simples sobre gabiões.....	16
Tabela 5 – Provas de resistência ao corte em gabiões.....	18
Tabela 6 – Expressões para o factor de segurança ao derrube.....	35
Tabela 7 – Coeficientes parciais para acções ou efeitos das acções	37
Tabela 8 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo	37
Tabela 9 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes para estruturas de suporte	38
Tabela 10 – Dimensões e diafragmas.....	39
Tabela 11 – Parâmetros introduzidos no GAWAC	42
Tabela 12 – Modelações no PLAXIS.....	48
Tabela 13 – Parâmetros utilizados no exemplo de estudo	52
Tabela 14 – Modelação do aterro em malha de elementos	53
Tabela 15 – Valores de impulso activo e componentes	54
Tabela 16 – Forças verticais induzidas pelo aterro	55
Tabela 17 – Forças verticais induzidas pelos blocos do muro	56
Tabela 18 – Modelações PLAXIS no método 1	57
Tabela 19 – Modelações elásticas no PLAXIS método 1	58
Tabela 20 – Pontos de rotação para cada modelação do método 1	59
Tabela 21 – Valores dos factores de segurança obtidos no método 1	59
Tabela 22 – Pontos de rotação para o método 2	61
Tabela 23 – Valores dos factores de segurança para o método 2	62
Tabela 24 – Obtenção do atrito solo-muro no tardo do muro	64
Tabela 25 – Valores dos factores de segurança dos dois métodos	64
Tabela 26 – Deformações das componentes em função da modelação no método 1	66
Tabela 27 – Deformações das componentes em função da modelação no método 2	67

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia

Maccafferi – Empresa do sector da engenharia estrutural, geotécnica e ambiental

OPWAY- Empresa do sector da engenharia e construção

Iv- Índice de variação

L- Extensão [m]

l- Distância média entre pilares [m]

α - Distorção angular

Δ_s - Assentamento diferencial

$s_{m\acute{a}x}$ - Assentamento máximo [m]

s_{min} - Assentamento mínimo [m]

A – Área abrangida pelo movimento da parede [m²]

B – Área abrangida pelo movimento do terrapleno [m²]

H – Altura do muro [m]

U_x - Deformação horizontal

U_y - Deformação vertical

E - módulo de elasticidade [MPa]

C-K – Caquot-Kérisel

K_a - Coeficiente de Impulso activo

K_p - Coeficiente de Impulso passivo

δ – Ângulo de atrito solo-muro [°]

ϕ' – Ângulo de atrito interno efectivo [°]

GAWAC – Gabions Walls Calculations

B_s - Camada terrapleno GAWAC

B_1 - Cama de Aterro GAWAC

F_s - Fundação GAWAC

F_1 - Fundação profunda GAWAC

FS - Factor de segurança

γ - Peso do solo [m³]

c' – Coesão efectiva [kPa]

ν – Coeficiente de Poisson

I_a – Impulso activo [kN/m]

I_{ah} - Impulso activo horizontal [kN/m]
 I_{av} - Impulso activo vertical [kN/m]
 I_{at} - Impulso activo devido ao aterro
 I_{aq} - Impulso activo devido à sobrecarga
 X_g - Abcissa do centro de gravidade [m]
 Y_g - Ordenada do centro de gravidade [m]
 W - Peso do bloco [kN/m]
 F - Forças verticais [kN/m]
 N - Forças Normais à base do muro [kN/m]
 S - Forças Tangenciais à base do muro [kN/m]
 Z - Profundidade [m]
 Q - Sobrecarga no terraplano [kN/m²]
 λ - Ângulo do paramento com a vertical [°]
 β - Ângulo do terraplano com a horizontal [°]
 M_e - Momentos estabilizadores [kN/m]
 M_i - Momentos instabilizadores [kN/m]
 Z_0 - Profundidade de estado de tracção [m]
 σ_h - Tensão normal horizontal [kN/m²]
 σ_v - Tensão normal vertical [kN/m²]
 K_0 - Coeficiente de impulso em repouso
 I_0 - Impulso em repouso [kN/m]
 τ_f - Tensão de corte de colapso [kN/m²]
 σ'_f - Tensão normal de colapso [kN/m²]
 H - Deflexão máxima [m]
 G - Módulo tangencial [kg/cm²]

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO PROJECTO DE INVESTIGAÇÃO

As estruturas de gravidade estão entre as mais antigas construções humanas, acompanhando a civilização desde as primeiras construções em pedra da pré-história. No entanto, o seu dimensionamento em bases racionais, utilizando modelos teóricos, só se desenvolveu a partir do século XVIII. Em 1773, Coulomb apresentou o seu trabalho “Essai sur une des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l’architecture”. O trabalho de Coulomb constitui, ainda hoje, numa das bases principais dos métodos correntes de dimensionamento dos muros de gravidade. Mesmo com o desenvolvimento da moderna Mecânica dos Solos, o modelo idealizado por Coulomb continua a ser amplamente aplicado.

O problema consiste no facto de terem sido verificados alguns incidentes em certo de tipo de muros de suporte, nomeadamente muros em gabiões, que não têm explicação óbvia relacionada com erros de projecto ou execução. Estes incidentes desenvolvem-se e caracterizam-se por deslocamentos excessivos do muro no sentido do impulso exercido pelo aterro na estrutura e põem em causa, em certas situações, a estabilidade do muro e zonas circundantes muitas vezes habitadas ou zonas nas quais estejam instaladas infraestruturas de ferrovias ou rodovias.

A questão é que o cálculo da segurança à rotura por derrube, de muros de gabiões e de outros muros gravíticos assentes em terrenos compressíveis, não deve ser feito pela consideração de um centro de rotação situado na aresta exterior, idealização do modelo clássico, já que na realidade o ponto de rotação sofre uma translação para o interior e para baixo da posição preconizada nos modelos clássicos. Este fenómeno é quanto mais pronunciado quanto maior for compressibilidade do solo de fundação. De facto, o modelo clássico trata a análise contrária à segurança e que pode ser corrigida pelo uso de programas elasto-plásticos. O presente trabalho visa propor alguns princípios ou gráficos de correcção para os procedimentos correntes de análise para um exemplo de um muro de contenção.

1.2. ESTRUTURA DA TESE

Este projecto será composto por seis capítulos. Os capítulos 2 e 3 pretendem informar e demonstrar sobre estruturas de suporte e mais especificamente muros de gabiões, tipos de tecnologia de construção e respectivo dimensionamento. O capítulo 4 apresenta uma breve descrição de um incidente ocorrido num muro de gabiões no IC19, exemplo do problema abordado pelo presente trabalho, bem como uma análise de um parecer emitido. O capítulo 5 descreve o caso de estudo idealizado, sendo o núcleo de todo o trabalho de investigação. Apresenta as diversas metodologias para a explicação do fenómeno e o respectivo cálculo computacional e manual. O capítulo 6 apresenta as conclusões finais desta investigação.

2

ENQUADRAMENTO TEÓRICO DAS ESTRUTURAS DE SUPORTE

2.1. DEFINIÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

As estruturas de contenção são obras civis construídas com a finalidade de providenciar estabilidade contra a rotura de maciços de terra ou rocha. São estruturas que fornecem suporte a estes maciços e evitam o escorregamento causado pelo seu peso próprio ou por carregamentos externos. Exemplos típicos de estruturas de contenção são os muros de gravidade, as cortinas de estacas prancha e as paredes diafragma. Embora a geometria, o processo construtivo e os materiais utilizados nas estruturas citadas sejam muito diferentes entre si, todas elas são construídas para conter a possível rotura do maciço, suportando as respectivas pressões laterais exercidas.

A análise de uma estrutura de contenção consiste na análise do equilíbrio do conjunto formado pelo maciço de solo e a própria estrutura. Este equilíbrio é afectado pelas características de resistência, deformabilidade, permeabilidade e pelo peso próprio desses dois elementos, além das condições que regem a interacção entre eles. Estas condições tornam o sistema bastante complexo e há, portanto, a necessidade de se adoptarem modelos teóricos simplificados que tornem a análise possível. Estes modelos devem levar em conta as características dos materiais que influenciam o comportamento global, além da geometria e das condições locais. Do lado do maciço devem ser considerados o seu peso próprio, resistência, deformabilidade e geometria, além dos não menos necessários dados sobre as condições de drenagem local e cargas externas aplicadas sobre o solo. Do lado da estrutura devem ser considerados a sua geometria, material empregue e sistema construtivo adoptado. Finalmente, do ponto de vista da interacção, devem ser consideradas na análise as características das interfaces entre o solo e a estrutura, além da sequência construtiva.

2.2. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO À GRAVIDADE

As estruturas tais como as cortinas de estacas e paredes diafragma geralmente recorrem a métodos de suporte auxiliares para se manterem estáveis, as estruturas à gravidade utilizam o seu peso próprio e muitas vezes o peso de uma parte de solo incorporado para a melhoria da estabilidade. Os materiais utilizados e o formato da estrutura de contenção à gravidade são muito variados. A estrutura (muro) é formada por um corpo maciço que pode ser construído em betão ciclópico, pedras argamassadas, gabiões ou até a combinação de vários tipos de materiais.

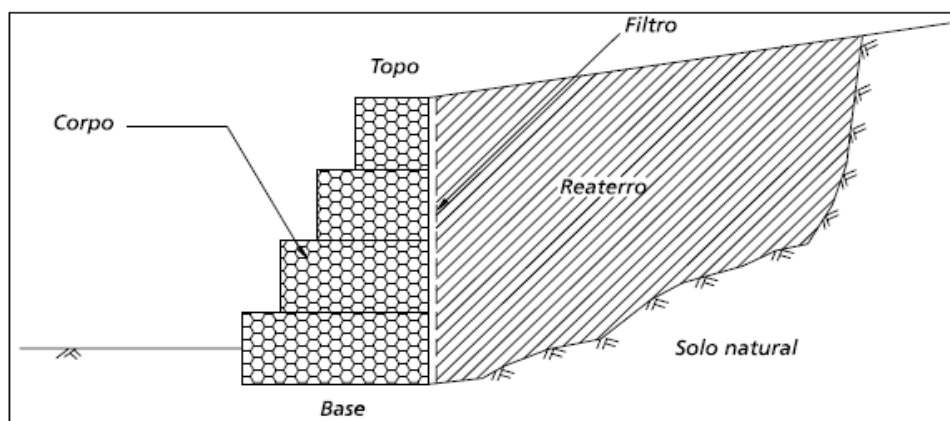


Fig. 1- Representação básica de um muro de contenção à gravidade em gabiões

A estabilidade da estrutura é providenciada pelo seu peso próprio. Na figura 1 estão demonstrados os principais elementos que compõem este tipo de estrutura e as suas denominações.

Uma das características mais importantes das estruturas à gravidade é o lançamento e compactação do solo de aterro depois ou, no caso das estruturas em gabiões, durante a construção do muro, reconstituindo ou formando um novo maciço. Isto significa que, para a execução da estrutura é muitas vezes necessária a escavação do terreno natural. Desta forma, o bloco de solo contido é quase sempre composto por uma parte de solo natural e uma parte de material de aterro. Isto confere ao bloco de solo uma heterogeneidade inevitável, e a superfície de contacto entre o solo natural e o aterro poderá constituir uma possível superfície de deslizamento.

A principal vantagem do muro de gravidade é a sua simplicidade de execução. A sua construção não requer, em geral, mão-de-obra especializada. No entanto, para vencer desníveis muito altos o consumo de material é muito elevado, o que restringe a sua utilização a estruturas de pequeno e médio porte. Em função do tipo de material utilizado para a sua construção, estas estruturas podem ser subdivididas em:

- **Estruturas rígidas:** são construídas com materiais que não aceitam qualquer tipo de deformação (ex.: betão ciclópico, pedras argamassadas, etc.). São muito utilizadas apesar de apresentarem algumas limitações técnicas e de aplicação que são:

1. Exigem bom terreno de fundação (não aceitam recalques ou assentamentos);
2. Necessitam de um eficiente sistema de drenagem;
3. Em geral o aterro não pode ser feito antes da total conclusão da estrutura.

- **Estruturas flexíveis:** são formadas por materiais deformáveis e que podem, dentro de limites aceitáveis, adaptar-se a acomodações e movimentos do terreno, sem perder a sua estabilidade e eficiência (ex.: gabiões, blocos articulados, etc.). A actual velocidade do desenvolvimento urbano e viário exige da engenharia, com frequência, soluções modernas e eficientes para a contenção de taludes e encostas. Estas soluções devem aliar a alta performance de trabalho à simplicidade construtiva e custo atraente, pois, caso contrário, transformam-se num factor de obstáculo à viabilização de projectos.

A escolha do tipo de contenção ideal é um processo criterioso e individualizado, em função de diferentes factores:

- **Físicos:** altura da estrutura, espaço disponível para sua implantação, dificuldade de acesso, sobrecargas, etc.
- **Geotécnicos:** tipo de solo a conter, presença de lençol freático, capacidade de suporte do solo de apoio, etc.
- **Econômicos:** disponibilidade de materiais e de mão-de-obra qualificada para a construção da estrutura, tempo de execução, clima local, custo final da estrutura, etc. Uma análise geral dos benefícios e limites de cada alternativa disponível permite concluir que soluções que utilizam telas metálicas, como as estruturas de gravidade em gabiões, apresentam características de construção, comportamento e custos que as tornam vantajosas para uma vasta gama de aplicações.

2.3. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO EM GABIÕES

As estruturas de gravidade em gabiões já são um tradicional sistema de contenção. A sua origem é italiana e foram empregues pela primeira vez, na sua versão moderna, no final do século XIX. Desde então a sua utilização é crescente, e os campos de utilização são mais amplos a cada dia. São constituídas por elementos metálicos confeccionados com telas de malha hexagonal de dupla torção, preenchidos com pedras. Estas estruturas são extremamente vantajosas, do ponto de vista técnico e económico, na construção de estruturas de contenção, pois possuem um conjunto de características funcionais que não existem noutros tipos de estruturas.

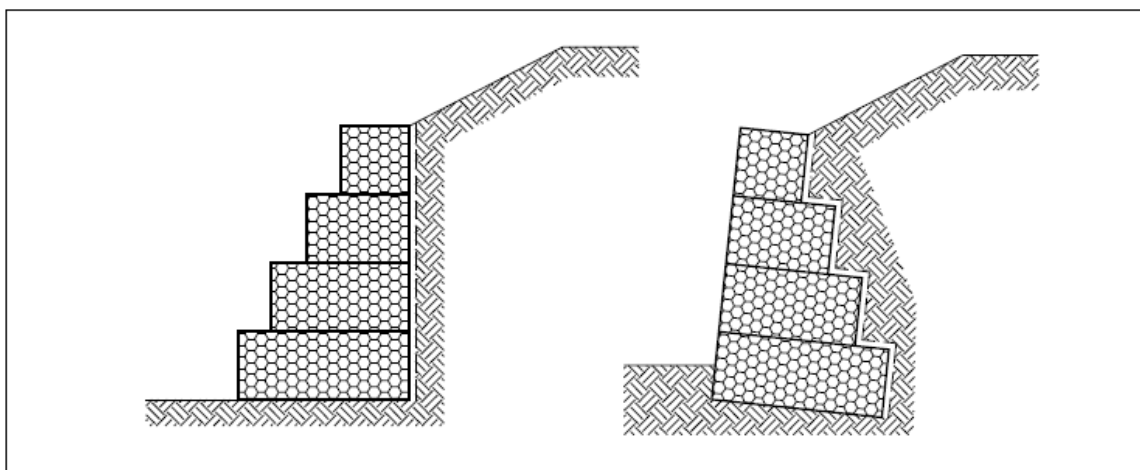


Fig. 2- Muro de gabiões com degraus externos e com degraus internos

Como se verifica na figura 2, existem dois tipos de situações de possível disposição dum muro de gabiões. Uma é construir o muro de gabiões com os degraus virados para o tardo do muro, ou seja, virados para o aterro. Esta solução é comum pois permite a mobilização de parte do aterro como força estabilizadora relativamente ao derrube. Quando a face não sofre escavação por razões de dificuldade ou planeamento optar-se-á pela outra solução, onde os degraus do muro estão virados para a frente.

Em relação aos blocos dos muros, todas as unidades são firmemente unidas entre si através de costuras com arames de iguais características daqueles da malha, figura 3, de modo a formar uma estrutura monolítica. A escolha do material utilizado, seja no que se refere às características da malha assim como no que se refere ao material de enchimento, é de importância fundamental para a obtenção de uma estrutura realmente eficaz. A malha, em particular, deve possuir as seguintes características:

- Elevada resistência mecânica;
- Elevada resistência à corrosão;
- Boa flexibilidade;
- Não se desfazer facilmente.



Fig. 3- Agrafadora pneumática

O tipo de malha metálica que melhor atende a estes requisitos é do tipo hexagonal de dupla torção, produzida com arames de baixo teor de carbono, revestidos com liga de zinco 95%, alumínio 5%.



Fig. 4- Instalação das malhas metálicas

No caso de rotura de um dos arames, a dupla torção dos elementos preserva a forma e a flexibilidade da malha, absorvendo as deformações excessivas. O arame dos gabiões é protegido por uma galvanização dupla e, em alguns casos, por revestimento com uma camada de PVC. As dimensões usuais dos gabiões são: comprimento de 2 m e secção transversal quadrada com 1 m de

aresta. No caso de muros de grande altura, gabiões mais baixos (altura = 0,5 m), que apresentam maior rigidez e resistência, devem ser posicionados nas camadas inferiores, onde as tensões de compressão são mais significativas. Para muros muito longos, gabiões com comprimento até 4 m podem ser utilizados para agilizar a construção.

Como já mencionado, a construção de um muro de gabiões é extremamente simples, mesmo assim a estrutura final terá características técnicas muito importantes. De facto, podemos considerar as contenções em gabiões como estruturas:

Monolíticas: Todos os elementos que formam as estruturas em gabiões são unidos entre si através de amarrações executadas ao longo de todas as arestas em contacto. O resultado é um bloco homogêneo que tem as mesmas características de resistência em qualquer ponto da estrutura.

Resistentes: É um equívoco a impressão de que uma estrutura formada por telas metálicas não tem resistência estrutural ou longa vida útil. As telas utilizadas são em malha hexagonal de dupla torção. Este tipo de malha proporciona distribuição mais uniforme dos esforços a que são submetidas e tem resistência nominal de tracção conforme a tabela 5 demonstra. A dupla torção impede o desfiamiento da tela, caso ocorram roturas em alguns dos arames que a compõem.

Duráveis: Para garantir maior durabilidade os arames recebem revestimentos especiais para evitar a sua corrosão. O primeiro tipo de revestimento é resultado de uma tecnologia moderna e consiste no uso de uma liga composta por zinco e alumínio e é aplicada ao arame por imersão a quente. Este revestimento é utilizado quando a estrutura está localizada num ambiente não agressivo. Nestas condições a vida útil do revestimento supera em muito os 50 anos. Quando a estrutura está em contacto directo com ambientes quimicamente agressivos (urbanos ou não), ambientes litorais ou zonas com alto grau de contaminação, é necessária a adopção de um revestimento suplementar em material plástico, o que torna o arame totalmente inerte a ataques químicos. Estes revestimentos, aplicados aos arames que formam as malhas dos gabiões, garantem que a deterioração da estrutura será extremamente lenta e com efeitos não mais graves do que se regista em qualquer outro tipo de solução, mesmo quando inseridas em ambientes agressivos, caracterizando-as como obras definitivas. Deve-se também considerar que, com o tempo, a colmatação dos vazios entre as pedras pela deposição de solo transportado pelas águas e/ou vento e o crescimento das raízes das plantas que se desenvolvem nos gabiões, consolidam ainda mais a estrutura e aumentam o seu peso melhorando a estabilidade.

Armadas: São estruturas armadas, em condição de resistirem a solicitações de tracção e corte. A armadura metálica não tem somente a função de conter as pedras, mas também de suportar e distribuir os esforços de tracção oriundos daqueles que agem sobre a estrutura, mesmo quando tais esforços são consequência de assentamentos ou recalques localizados e não previstos em cálculo. Tal característica, inexistente nas contenções de pedra argamassada e betão ciclópico, é de fundamental importância quando a estrutura está apoiada sobre solos de pobres características físicas.

Flexíveis: Permitem a adaptação das estruturas a acomodações e movimentos do terreno, sem perder a estabilidade e eficiência. Devido à flexibilidade, é o único tipo de estrutura que dispensa fundações profundas, mesmo quando construídas sobre solos com baixa capacidade de suporte. Essa característica também permite, na maioria dos casos, que a estrutura se deforme muito antes do colapso permitindo a detecção antecipada do problema e propiciando a oportunidade de realizar intervenções de recuperação, minimizando gastos e evitando acidentes com proporções trágicas.

Permeáveis: Um eficiente sistema drenante é indispensável para a boa performance e vida útil de estruturas de contenção. As contenções em gabiões, pelas características intrínsecas dos materiais que as compõem, são totalmente permeáveis e, portanto autodrenantes, aliviando por completo o impulso

hidrostático sobre a estrutura. De facto, constata-se que os problemas de drenagem são a causa mais comum de instabilidade de estruturas de contenção.

De baixo impacto ambiental: Actualmente, as obras de engenharia de infra-estruturas devem causar o menor impacto possível ao meio ambiente necessitando a aprovação por parte dos órgãos competentes no âmbito do impacto ambiental. As estruturas em gabiões adaptam-se muito bem a este conceito, durante a sua construção e ao longo da vida de trabalho da obra. Devido à sua composição não causam fenómenos de impermeabilidade às águas de infiltração e respectiva percolação. Com isso, principalmente nas obras de protecção hidráulica, as linhas de fluxo não são alteradas e o impacto para a flora e fauna local é o menor possível. Integram-se rapidamente ao meio circundante, possibilitando que o ecossistema, anterior à obra, se recupere quase totalmente. Nas situações em que o impacto visual da estrutura possa causar prejuízo ao meio, pode-se fomentar o crescimento da vegetação sobre a mesma, fazendo com que os gabiões se integrem perfeitamente à vegetação local. Esta técnica é bastante comum nas obras de contenção em áreas residenciais. Outras situações exigem um aspecto arquitectónico e paisagístico agradável da obra, e as estruturas em gabiões, pelos materiais utilizados, apresentam texturas e cores que, em função da situação, podem adaptar-se ao meio circundante integrando-a visualmente ao local. Tais características fazem com que as estruturas em gabiões sejam preferidas e amplamente utilizadas em obras com grande preocupação paisagística e ambiental.

Práticas e versáteis: Apresentam extrema facilidade construtiva, já que os materiais utilizados são secos - gabiões (invólucros metálicos), pedras e tábuas – e a mão-de-obra necessária para montagem e enchimento dos elementos é basicamente formada por serventes (ajudantes gerais), coordenados por mestres-de-obras. Devido a estas características, podem ser construídas sob qualquer condição ambiental, com ou sem equipamento mecânico mesmo em locais de difícil acesso. Por não exigirem mão-de-obra especializada, são extremamente vantajosas em locais com poucos recursos, trazendo benefícios sociais à comunidade local. Quando se opta por enchimento mecânico dos elementos, pode-se usar qualquer tipo de equipamento destinado a escavações em obras de terraplanagem. Toda a estrutura em gabiões entra em funcionamento logo após preenchimento, isto é, imediatamente, não sendo necessários tempos de cura. Isso permite que o aterro seja lançado simultaneamente à construção do muro. Para certas aplicações, essa característica pode ser muito importante na operacionalidade e andamento da obra. Outro ponto a ser destacado é que uma eventual modificação ou ampliação da estrutura, necessária em função de mudanças na configuração local ou no comportamento hidráulico ou estático da obra, pode ser realizada apenas adicionando ou retirando elementos à estrutura original. Caso necessário, eventuais serviços de manutenção em elementos com telas danificadas podem ser realizados de maneira fácil e rápida, sobrepondo-se e amarrando-se um novo painel àquele danificado.

Económicas: Quando comparadas a outros tipos de soluções, com as mesmas resistências estruturais, apresentam custos directos e indirectos mais baixos. Pode-se ainda construí-la em etapas, adequando cada etapa ao balanço financeiro da obra.



Fig. 5- Colocação do material pétreo

As estruturas de gabião podem ser sensíveis a determinado tipo de condições, dos quais:

- Os muros de gabiões sofrem de comportamento de alguma fluência plástica interna, mais acentuada aquando da primeira humedificação das pedras;
- Estes fenómenos aumentam significativamente a partir de alturas de 7 a 8 metros, valores a partir dos quais os deslocamentos ganham significado;
- As tensões permanentes na base são significativas;
- A colocação geotextil, a servir de filtro, no tardo do muro, sendo uma necessidade de construção, contribui para a retenção de impulso de água durante algum tempo;
- Tal como em qualquer outro muro, as tensões diferenciais na base são relevantes, devendo o terreno ter, não só capacidade resistente, como também rigidez suficiente para evitar rotações elevadas da fundação. Assim, os muros de gabiões de altura superior a 7 a 8 m deveriam ser objecto de um projecto e construção mais diferenciada e exigente. Contudo, a construção de muros de alturas superiores àqueles valores é corrente e não existe nenhuma norma ou recomendação específica sobre estes casos; [2]

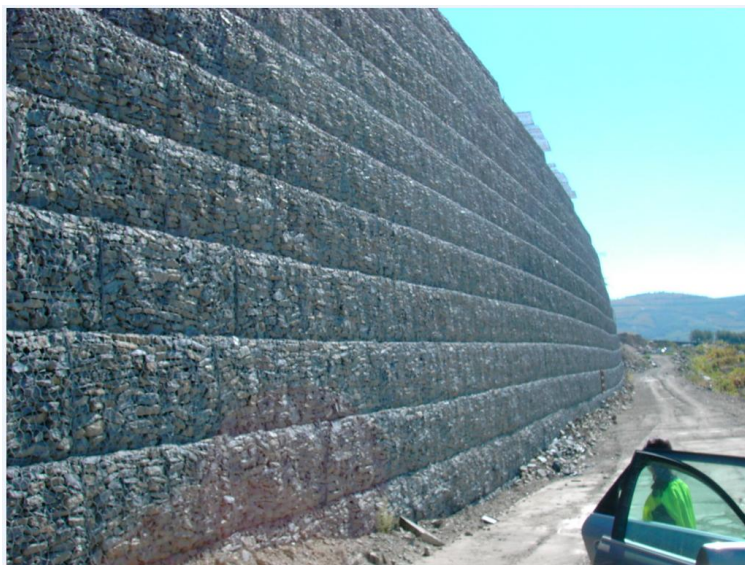


Fig. 6- Muro de Gabiões

2.4. OS GABIÕES

2.4.1. GENERALIDADES DOS GABIÕES

São elementos modulares, com formas variadas, construídos a partir de telas metálicas em malha hexagonal de dupla torção que, preenchidos com pedras de granulometria adequada e costurados juntos, formam estruturas destinadas à solução de problemas geotécnicos, hidráulicos e de controle da erosão. A montagem e o enchimento destes elementos podem ser realizados manualmente ou com equipamentos mecânicos comuns. Para as estruturas de contenção à gravidade podem ser utilizados os vários tipos que se exemplificam adiante.

2.4.2. GABIÕES TIPO CAIXA

O gabião tipo caixa é uma estrutura metálica, em forma de paralelepípedo, produzida a partir de um único pano de malha hexagonal de dupla torção, que forma a base, a tampa e as paredes frontal e tardoz. A este pano base são unidos, durante a fabricação, painéis que formarão as duas paredes das extremidades e os diafragmas.

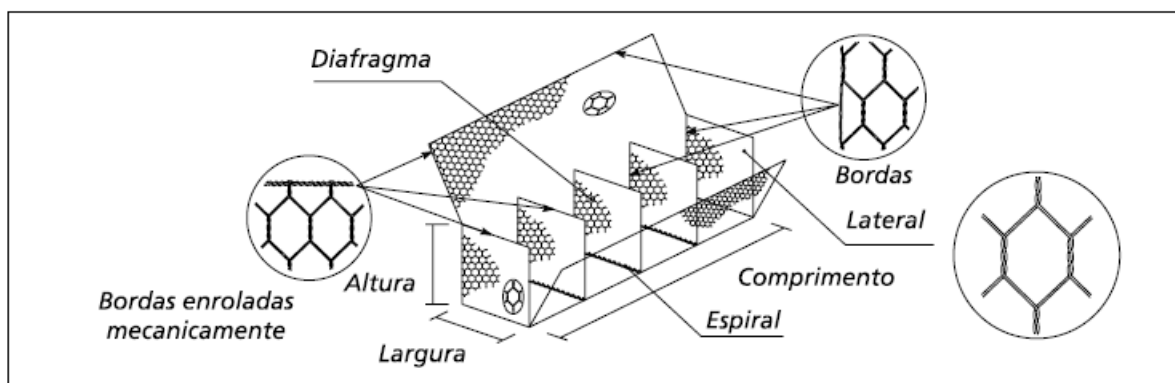


Fig. 7- Elementos constituintes dos gabiões tipo caixa

Depois de retirado do fardo, cada elemento deve ser completamente desdobrado e montado em obra, assumindo a forma de um paralelepípedo, figura 7. É posteriormente transportado e instalado, conforme definido em projecto, e amarrado, ainda vazio, aos gabiões adjacentes. Deve ser preenchido com material pétreo, com diâmetro médio nunca inferior à menor dimensão da malha hexagonal. A rede, em malha hexagonal de dupla torção, é produzida com arames de aço com baixo teor de carbono, revestidos com uma liga de zinco e alumínio (5%) e que confere protecção contra a corrosão. Quando em contacto com água, é aconselhável que seja utilizada a malha produzida com arames com revestimento adicional de material plástico, que oferece uma protecção definitiva contra a corrosão. As dimensões dos gabiões caixa são por padrão:

- O comprimento, sempre múltiplo de 1 m, varia de 1 a 4 m, com excepção do gabião de 1,5 m;
- A largura é sempre de 1 m;
- A altura pode ser de 0,50 m ou 1,00 m.

A pedido, podem ser fabricados gabiões caixa de medidas diferentes. São as estruturas flexíveis mais adequadas para a construção de obras de contenção, tabela 1. [1]

Tab. 1- Dimensões padrão de gabiões tipo caixa

Gabiões Caixa com Diafragmas				
Dimensões Padrão			Volume [m ³]	Diafragmas
Comprimento [m]	Largura [m]	Altura [m]		
1,50	1,00	0,50	0,75	-
2,00	1,00	0,50	1,00	1
3,00	1,00	0,50	1,50	2
4,00	1,00	0,50	2,00	3
1,50	1,00	1,00	1,50	-
2,00	1,00	1,00	2,00	1
3,00	1,00	1,00	3,00	2
4,00	1,00	1,00	4,00	3

2.4.3. GABIÕES TIPO SACO

Os gabiões tipo saco são estruturas metálicas, com forma de cilindro, constituídos por um único pano de malha hexagonal de dupla torção que, nas bordas livres, apresenta um arame especial que passa alternadamente pelas malhas para permitir a montagem da peça em obra, figura 8.

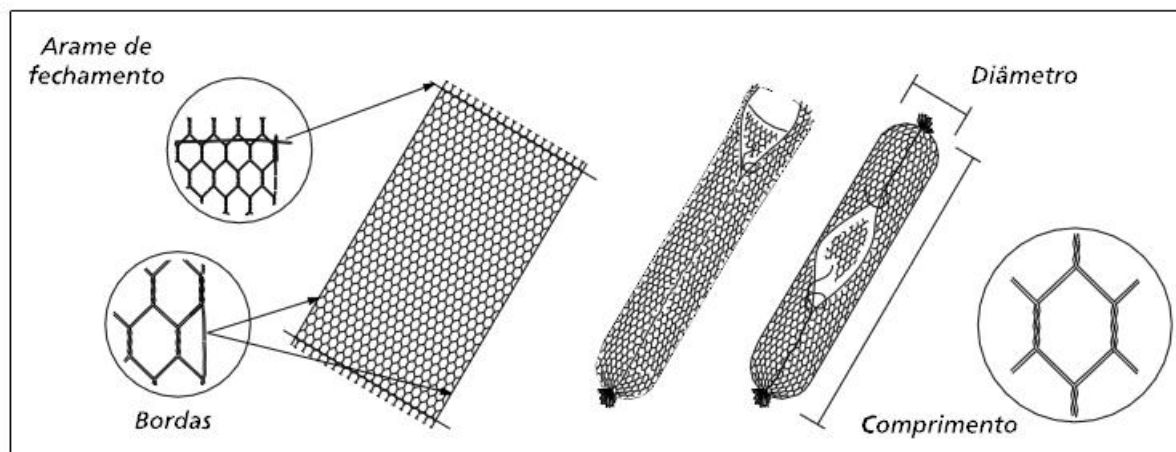


Fig. 8- Elementos constituintes dos gabiões tipo saco

É um tipo de gabião extremamente versátil devido ao seu formato cilíndrico e método construtivo, sendo que as operações de montagem e enchimento são realizadas em obra para posterior instalação, com o auxílio de equipamentos mecânicos. Geralmente é empregue como apoio para estruturas de contenção, em presença de água ou sobre solos de baixa capacidade de suporte, devido à sua extrema facilidade de colocação. Estas características fazem do gabião saco uma ferramenta fundamental em obras de emergência. Depois de montado, é rapidamente preenchido, próximo do local de utilização. O seu enchimento é realizado pela extremidade (tipo saco) ou pela lateral (tipo bolsa). Depois de concluídas estas etapas, os gabiões tipo saco podem ser colocados para posterior aplicação ou podem ser imediatamente lançados no local de aplicação com o auxílio de um guindaste. O enchimento com pedras não depende de uma arrumação tão criteriosa quanto os gabiões tipo caixa, devido às características e funções que desempenham nas obras. A menor dimensão das pedras nunca deve ser menor que a abertura da malha e as amarrações entre os gabiões tipo saco não são necessárias.

A rede, em malha hexagonal de dupla torção, é produzida com arames de aço com baixo teor de carbono, revestidos com uma liga de zinco e alumínio (5%) e, que confere protecção contra a corrosão. Como estes elementos trabalham em contacto constante com água e em ambientes normalmente agressivos, utiliza-se, para a produção dos gabiões tipo saco, a malha produzida com arames com revestimento adicional de material plástico, que oferece uma protecção definitiva contra a corrosão. As dimensões dos gabiões saco são geralmente medidas padrão, tabela 2:

- O comprimento, sempre múltiplo de 1 m, varia de 1 a 6 m;
- O diâmetro é sempre de 0,65 m;

Porém, a pedido, podem ser fabricados gabiões tipo saco de medidas diferentes. [1]

Tab. 2- Dimensões padrão de gabiões tipo saco

Gabiões Tipo Saco		
Dimensões Padrão		Volume [m ³]
Comprimento [m]	Diâmetro [m]	
2,00	0,65	0,65
3,00	0,65	1,00
4,00	0,65	1,30
5,00	0,65	1,65
6,00	0,65	2,00



Fig. 9- Uso de gabiões saco com presença de água

2.4.4. GABIÕES TIPO COLCHÃO RENO

O colchão Reno é uma estrutura metálica, em forma de paralelepípedo, de grande área e pequena espessura. É formado por dois elementos separados, a base e a tampa, ambos produzidos com malha hexagonal de dupla torção, figura 10.

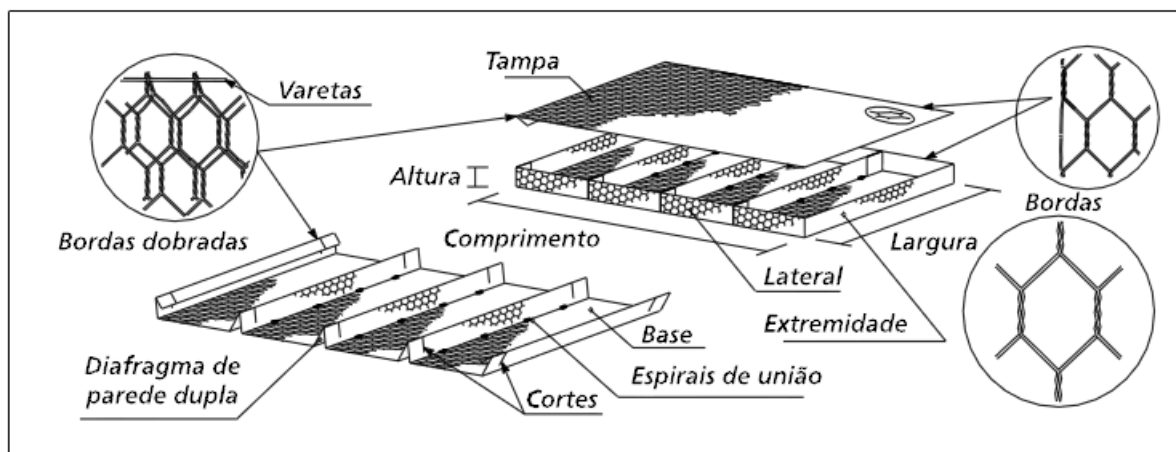


Fig. 10- Elementos constituintes dos colchões Reno

O pano que forma a base é dobrado durante a produção para formar os diafragmas, um a cada metro, os quais dividem o colchão em células de aproximadamente dois metros quadrados. Em obra é desdobrado e montado para que assuma a forma de paralelepípedo. É posteriormente transportado e posicionado conforme especificado em projecto, e então, costurado, ainda vazio, aos colchões Reno adjacentes. Deve ser preenchido com material pétreo, com diâmetro médio nunca inferior à menor dimensão da malha hexagonal. São estruturas flexíveis adequadas para a construção de obras complementares tais como plataformas de deformação para proteger a base dos muros, canais de drenagem, revestimento de taludes além da sua função principal, que é actuar como revestimento flexível de margens e fundo de cursos de água. A rede, em malha hexagonal de dupla torção, é produzida com arames de aço com baixo teor de carbono, revestido com uma liga de zinco, alumínio (5%) e, que confere protecção contra a corrosão. Como estes elementos trabalham em contacto constante com água e em ambientes normalmente agressivos, utiliza-se, para a produção dos colchões Reno, a malha produzida com arames com revestimento adicional de material plástico, que oferece uma protecção definitiva contra a corrosão. Deve-se recordar que, mesmo quando em fase de projecto as análises da água indiquem que esta não é agressiva, é quase impossível fazer previsões sobre como será a sua qualidade depois de alguns anos. Quando necessário, os colchões Reno podem ser montados, preenchidos e posteriormente lançados, com o auxílio de equipamentos mecânicos. As dimensões dos colchões Reno são:

- O comprimento, sempre múltiplo de 1 m, varia entre 3 e 6 m;
- A largura é sempre de 2 m;
- A espessura pode variar entre 0,17 m, 0,23 m e 0,30 m; [1]

Tab. 3- Dimensões padrão de gabiões tipo Reno

Colchões Reno				
Dimensões Padrão			Área [m ²]	Diafragmas
Comprimento [m]	Largura [m]	Altura [m]		
3,00	2,00	0,17	6	2
4,00	2,00	0,17	8	3
5,00	2,00	0,17	10	4
6,00	2,00	0,17	12	5
3,00	2,00	0,23	6	2
4,00	2,00	0,23	8	3
5,00	2,00	0,23	10	4
6,00	2,00	0,23	12	5
3,00	2,00	0,30	6	2
4,00	2,00	0,30	8	3
5,00	2,00	0,30	10	4
6,00	2,00	0,30	12	5

2.5. ESTRUTURAS EM GABIÕES: PESQUISAS E PROVAS REALIZADAS

2.5.1. PROVAS DE CARGA SOBRE GABIÕES EM ESCALA REAL

A partir das características das estruturas em gabiões, deduz-se que, para obras de contenção de solos, os critérios de cálculo devem considerar a natureza particular do material “gabião” e características físicas e mecânicas. Com o objectivo de individualizar as características inerentes às estruturas em gabiões, a *Maccaferri* realizou, com a colaboração de alguns institutos de pesquisa e universidades, uma série de provas experimentais e práticas. A seguir são apresentados os resultados, observações e conclusões destas provas.

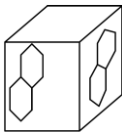
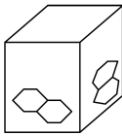
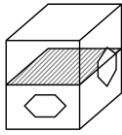
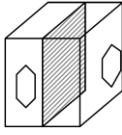
2.5.1.1. Prova de Compressão Simples

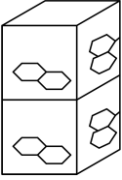
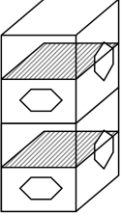
As primeiras provas efectuadas foram as de compressão simples sem restrição lateral (com deformações livres das laterais). Foram orientadas a fornecer indicações sobre:

- A máxima resistência do gabião à compressão;
- A sequência dos fenómenos que acompanham a deformação progressiva do gabião devido às cargas crescentes;
- O colapso da estrutura (acomodação do material de enchimento, fracturas das pedras, deformação e rotura da malha com a consequente fuga das pedras);
- A influência do sentido das malhas em relação aos eixos de aplicação de carga;
- O efeito da presença de eventuais diafragmas incorporados aos gabiões.

Para verificar a eventual influência do sistema de aplicação de carga sobre a malha que confinava as pedras, algumas das provas efectuadas sobre gabiões simples foram repetidas sobre dois gabiões sobrepostos. Para cada tipo de gabião foram efectuadas 3 ou 4 provas. O tipo de estrutura empregue, o seu esquema (que representa a posição das malhas nas faces e a eventual presença de diafragmas internos), a sigla que indica a amostra, as dimensões iniciais da amostra antes da aplicação da carga vertical crescente, são apresentados na tabela 4. Confirmou-se a grande ductilidade dos gabiões que se deformam sensivelmente antes de alcançar a rotura. A rotura ocorreu sob valores de tensão de compressão de 30 a 40 kg/cm², o que equivale a um intervalo entre 2,94 e 3,92 Mpa, nas provas cuja disposição das malhas e/ou a presença dos diafragmas permitem um maior confinamento das pedras de enchimento e também para as provas de compressão com restrição lateral (com confinamento das laterais, através da disposição de duas placas verticais de aço, oportunamente endurecidas, confinando duas faces laterais opostas).

Tab. 4- Ensaio de Compressão simples sobre gabiões

Tipo de Gabiões	Esquema de montagem	Nome	Dimensões iniciais		P máx. (t)	σ máx. kg / cm ²	Dimensões finais	
			Base (m)	Alt. (m)			Base (m)	Alt. (m)
Prova com os hexágonos das malhas na posição vertical		A/1	0,50 x 0,52	0,49	90,5	34,8	não medido	0,215
		A/2	0,53 x 0,55	0,47	120	41,2	0,81 x 0,85	0,235
		A/3	0,54 x 0,57	0,46	75	24,4	0,82 x 0,85	0,245
		A/4	0,53 x 0,56	0,50	93	31,3	0,82 x 0,85	0,260
Prova com os hexágonos das malhas na posição vertical		Ao/1	0,47 x 0,57	0,53	25	9,3	0,67 x 0,74	0,390
		Ao/2	0,49 x 0,53	0,52	31	11,3	não medido	0,405
		Ao/3	0,48 x 0,58	0,53	31	11,1	0,74 x 0,72	0,360
Com diafragma horizontal: malha vertical em duas paredes e horizontal nas outras duas		B/1	0,48 x 0,50	0,52	105	43,8	não medido	0,260
		B/2	0,48 x 0,50	0,53	85	35,4	0,79 x 0,76	0,280
		B/3	0,47 x 0,51	0,55	112,5	46,9	não medido	0,225
		B/4	0,47 x 0,51	0,55	100	41,7	0,78 x 0,78	0,270
Com diafragma vertical e malhas verticais em todas as paredes		C/1	0,50 x 0,53	0,47	67,7	25,6	0,76 x 0,86	0,230
		C/2	0,50 x 0,59	0,48	120	40,7	0,80 x 0,88	0,210
		C/3	0,51 x 0,60	0,50	136	40,4	não medido	0,230
Prova realizada		(Ao+A0)/1	0,50 x 0,58	1,00	30	10,3	não medido	0,685

com dois gabiões, um em cima do outro, com malhas horizontais		(Ao+A0)/2	0,50 x 0,56	1,05	28,5	10,2	0,75 x 0,72	0,775
		(Ao+A0)/3	0,52 x 0,61	1,02	27	8,5	não medido	0,790
Idem à anterior com dois gabões com malhas horizontais em duas paredes e verticais nas outras e diafragmas horizontais		(B+B)/1	0,50 x 0,54	1,10	45	16,5	não medido	0,570
		(B+B)/2	0,46 x 0,51	1,09	34,5	15,7	0,70 x 0,74	0,610
		(B+B)/3	0,48 x 0,50	1,80	40	16,7	0,73 x 0,80	0,580

2.5.1.2. Prova de Corte

Com tal terminologia quer-se fazer referência a um tipo de ensaio no qual prevalece a influência das tensões tangenciais sobre as normais. O tipo e o esquema da estrutura submetida ao ensaio, as dimensões da sua secção, a carga alcançada P , a tensão tangencial média máxima τ e as deflexões (flecha) máximas H estão indicados na tabela 5. Os resultados dos ensaios são demonstrados na tabela 5 e observa-se uma notável resistência ao corte dos gabiões, acompanhada por consideráveis deformações. A resistência ao corte é dada pela presença da malha e, portanto, pode ser incrementada através da adequação da mesma ou pela introdução de diafragmas tabela 3. Também nas provas de corte se observou uma certa acomodação inicial das pedras, com deformações relativamente grandes, seguidas por uma fase de endurecimento na qual a estrutura se torna mais rígida à medida que a resistência da malha passa a ser mais solicitada. Na tabela 5 estão indicados os valores do módulo elástico tangencial $G = \tau / (2H / L)$, onde l é o vão livre entre os apoios, de aproximadamente 0,55 m, calculado para a carga máxima e para uma carga $P = 2500$ kg (que corresponde mediamente ao início da fase rígida – ver figura 11).

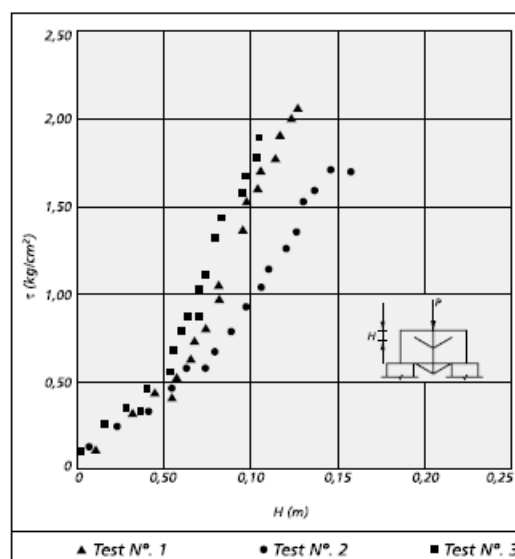
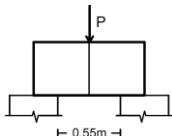
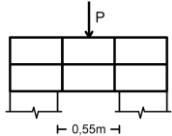
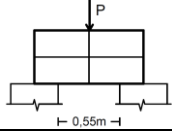


Fig. 11- diagrama $H \times \tau$

Tab. 5- Provas de resistência ao corte em gabiões

Arranjo dos Gabiões	Dimensão da Secção (m)	Carga Máxima P (t)	Tensão Tangencial Máxima $\tau_{\text{máx.}}$ (kg/cm ²)	Deflexão Máxima H (m)	Módulo Tangencial para $P=P_{\text{máx}}$ $\frac{\tau_{\text{máx.}}}{2 \cdot H/1}$ (kg / cm ²)	Módulo Tangencial para $P=2500\text{kg}$ $\frac{\tau_{\text{máx.}}}{2 \cdot H/1}$ (kg / cm ²)
1 	0,54 x 0,53	12,20	2,13	0,16	3,65	2,12
2 	0,48 x 0,55	9,60	1,82	0,21	2,40	1,75
3 	0,53x0,53	11,10	1,98	0,13	4,20	2,55

2.5.2. INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados das provas, resumos e comentários presentes nos parágrafos seguintes podem servir para definir alguns aspectos do comportamento do material que constitui a estrutura em gabiões. Tais aspectos são úteis para fins de aplicação prática.

a) Inicialmente, tanto as provas de “compressão simples” como as de “corte” mostraram que, ao longo do primeiro ciclo de carga, não é possível definir um processo de deformações que seja reversível. Em outras palavras, o comportamento do material apenas pode ser considerado elástico quando os valores de tensão forem baixos, sendo óbvio que as condições são melhoradas quando os gabiões são carregados com o confinamento lateral das duas faces opostas, restringindo a ocorrência de deformações a um único plano, o que equivale a impor um estado de deformação plana. Sendo que na prática tais condições são verificadas com frequência, em certos aspectos a prova de compressão com restrição lateral é mais significativa que a prova à compressão simples.

b) Superada a fase do comportamento “elástico”, nas partes internas dos gabiões ocorrem fracturas das pedras com conseqüente movimentação interna e aumento da densidade. As deformações associadas a este comportamento são de natureza irreversível e em tal caso pode-se falar de comportamento “plástico” do material. Os diagramas tensão vs deformação mostram claramente que, ao aumentarem as cargas, a rigidez do material cresce e, por outro lado, não se atinge também o campo das grandes deformações e uma verdadeira e própria rotura das amostras. As duas circunstâncias citadas permitem definir o comportamento do material como sendo similar ao do tipo plástico-rígido.

c) A progressão dos diagramas tensão vs deformação (correspondendo, por exemplo, às provas de compressão simples) tem uma correlação directa (em paridade de outras condições e em particular da densidade ou grau de enchimento dos gabiões) com a orientação das malhas da rede. As redes estão dispostas de tal modo que contrapõem com eficácia as deformações transversais que reduzem a ductilidade da amostra. Os diafragmas horizontais intermediários também são eficientes nesta função. Tal resultado constitui a evidência experimental de que a resistência dos gabiões é substancialmente função da acção de confinamento que as malhas fornecem à estrutura. Interpretando o comportamento dos gabiões segundo os critérios de resistência adoptados comumente para os solos, por exemplo, o critério de Mohr-Coulomb, pode-se concluir que a acção de confinamento das redes sobre o material pétreo corresponde ao impulso activo. Por outro lado, as condições de trabalho nas estruturas em exercício são parecidas à situação experimental com restrição lateral (à acção de confinamento das redes se agrega o confinamento exercido pelos gabiões adjacentes), com um notável aumento de resistência (em igualdade de deformações, a carga suportada na prova com restrição lateral é cerca do dobro daquela suportada com deformação livre, tabela 5. Isto é equivalente a um aumento do ângulo de atrito interno do material confinado de cerca de 5%. Por outro lado, não é consistente considerar o gabião preenchido como um solo não coesivo, tendo em conta a resistência ao corte evidenciada nas provas. Tal resistência ao corte deve então ser interpretada como um mecanismo de absorção de cargas, similar àquele de uma viga armada, ou ainda, no âmbito dos critérios de resistência dos solos, considerar o gabião definitivamente dotado de um elevado ângulo de atrito interno e também de uma elevada coesão.

3

TEORIA E CÁLCULOS DE ESTABILIDADE

3.1. CRITÉRIO DE MOHR-COULOMB

A maioria dos solos experimenta ruptura de acordo com o chamado critério de Mohr-Coulomb. Segundo este critério, um material – um solo, no caso presente – entra em ruptura num ponto quando num par de facetas ou planos que passam nesse ponto é atingida uma dada relação entre a componente normal, σ'_f , e a componente tangencial, τ_f , da tensão, expressa por:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \cdot \tan \phi' \quad (1)$$

No qual ϕ' é o chamado ângulo de atrito ou ângulo de resistência ao corte e c' é a chamada coesão. O subíndice f das componentes da tensão destina-se a indicar que aquelas componentes correspondem à ruptura (failure, em língua inglesa).

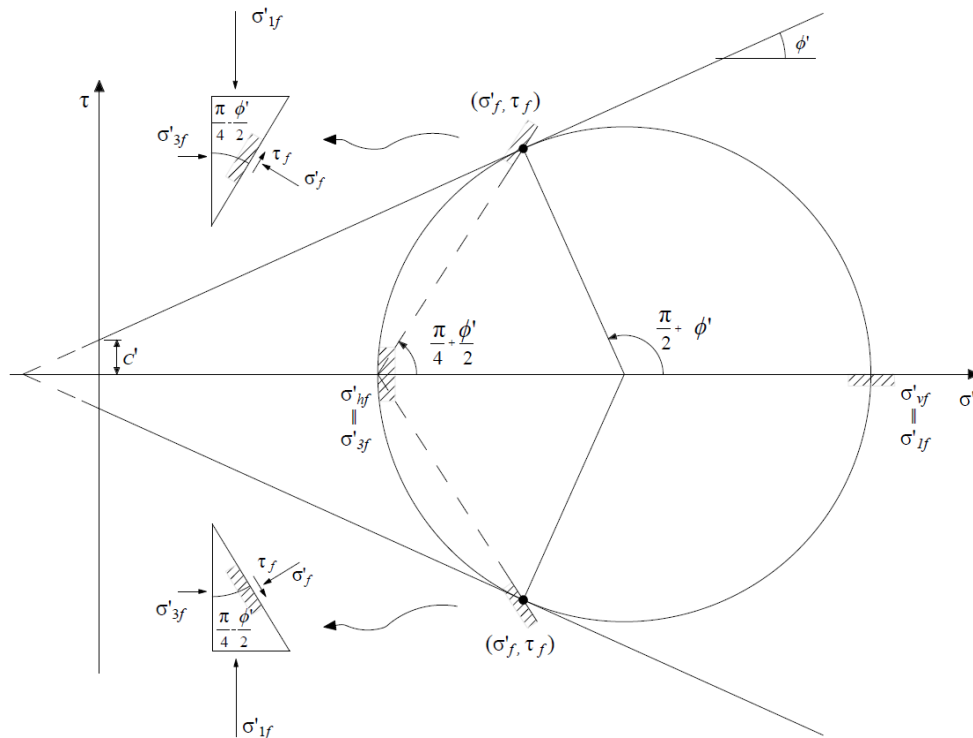


Fig. 12- Ruptura do solo segundo o critério de Mohr-Coulomb para um estado de tensão

Para materiais em que $c'=0$, a equação anterior, fica simplesmente:

$$\tau_f = \sigma'_f \cdot \tan\phi' \quad (2)$$

Para este tipo de materiais pode verificar-se que a rotura é atingida quando:

$$\frac{\tau_f}{\sigma'_f} = \tan\phi' \quad (3)$$

Isto é, quando a obliquidade da tensão atingiu um valor-limite, definido pelo ângulo ϕ' , em relação à normal. Compreende-se que esta condição de máxima inclinação corresponde a uma condição de atrito, daí o nome dado ao ângulo respectivo.

O uso dos símbolos c' e ϕ' (e não, simplesmente, de c e ϕ) resulta do facto de nos solos o critério de rotura de Mohr-Coulomb se aplicar a tensões efectivas. Daí ser também comum designar aqueles parâmetros por, respectivamente, coesão efectiva e ângulo de atrito efectivo.

A figura 12 ilustra então a aplicação do critério Mohr-Coulomb a um ponto genérico de um maciço. O ponto entra em rotura quando a circunferência de Mohr representativa do estado de tensão instalado tangencia a envolvente de rotura.

Atendendo a que neste caso o pólo da circunferência é o ponto que representa a menor tensão principal, unindo esse ponto com os dois pontos em que aquela tangencia a envolvente pode obter-se a orientação dos planos ou facetas em que a rotura ocorreu, isto é, onde foi atingida a relação limite entre as duas componentes da tensão; estas componentes são σ'_f e τ_f , respectivamente, a tensão normal no plano de rotura na rotura e a tensão tangencial no plano de rotura na rotura. Como mostra ainda a figura, aqueles planos de rotura fazem um ângulo de $\pi/4 - \phi'/2$ com a direcção da tensão principal máxima.

Repare-se que na figura 12 representou-se a traço interrompido a envolvente na parte à esquerda do eixo das ordenadas, porque os solos não exibem praticamente resistência à tracção.

A coesão e o ângulo de atrito interno são os parâmetros da resistência ao corte do solo, segundo este critério de rotura, e a sua determinação é fundamental na determinação do impulso. Esta determinação pode ser feita por ensaios de laboratório, como o ensaio de corte directo e o ensaio de compressão triaxial. Podem também ser estimados a partir de ensaios de campo, ou mesmo a partir de outras características do material.

É importante notar que c e ϕ não são parâmetros intrínsecos do solo, mas parâmetros do modelo adoptado como critério de rotura. Além disso, o valor desses parâmetros depende de outros factores, como teor de humidade, velocidade e forma de carregamento e condições de drenagem. Estes valores podem, inclusive, variar com o tempo, o que leva à conclusão de que o valor do impulso também pode variar com o tempo. Isto torna a análise muito mais complexa e cabe ao projectista identificar o momento em que as condições do problema são mais desfavoráveis. [6]

3.2. DETERMINAÇÃO DO IMPULSO

3.2.1. CONCEITOS BÁSICOS

Impulso de terra é a resultante das pressões laterais exercidas pelo solo sobre uma estrutura de suporte. Estas pressões podem ser devido ao peso próprio do solo ou a sobrecargas aplicadas sobre o mesmo. O valor do impulso sobre uma estrutura depende fundamentalmente da deformação que esta sofre sob a acção deste impulso. Pode-se visualizar esta interacção efectuando uma experiência que utiliza um muro vertical móvel, como demonstrado na figura 13, suportando um desnível de solo. Verifica-se que a pressão exercida pelo solo sobre o muro varia com o deslocamento do último.

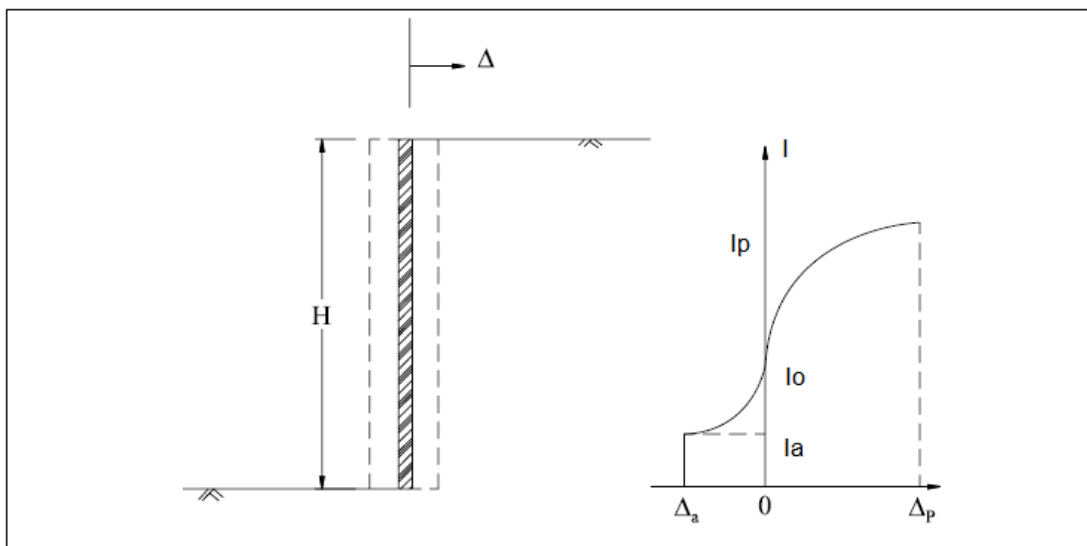


Fig. 13- Impulso numa estrutura de contenção

Quando o muro se afasta do solo suportado, há uma diminuição do impulso até um valor mínimo que corresponde à total mobilização da resistência interna do solo. Esta condição é atingida mesmo com um pequeno deslocamento do muro e é chamada de estado activo. O impulso actuante neste instante é chamado impulso activo I_a . Se ao contrário, o muro for movido contra o solo suportado, haverá um aumento do impulso até um valor máximo onde ocorre novamente a mobilização total da resistência do solo. A este valor máximo é dado o nome de impulso passivo I_p , e a condição de deformação em que ocorre é chamada estado passivo. Ao contrário do estado activo, o estado passivo só é atingido após um deslocamento bem maior do muro. Porém, caso o muro se mantenha imóvel na posição inicial, o impulso em repouso I_0 , manter-se-á entre os valores do impulso activo e do impulso passivo. Nesta condição não há uma completa mobilização da resistência do solo. Na figura 13 estão demonstrados os valores típicos do deslocamento Δ da estrutura necessários para se alcançar a completa mobilização da resistência do solo e os respectivos estados activo e passivo. Verifica-se que para se atingir o estado passivo é necessário um deslocamento dez vezes superior ao necessário para o estado activo.

Em geral, os muros de suporte de gravidade e em particular os flexíveis, caso dos construídos com gabiões, permitem a deformação do solo suportado suficiente para que sua resistência seja totalmente mobilizada. Assim, devem ser dimensionados sob a acção do impulso activo. O problema da determinação da magnitude e distribuição da pressão lateral do solo é, porém, estaticamente indeterminado e são necessárias hipóteses entre a relação entre as tensões e as deformações do solo para que se possa chegar à solução. Os métodos clássicos empregues na geotecnia na determinação

dos impulsos activos ou passivos adoptam uma relação do tipo rígido-plástica entre as tensões e deformações do solo. Este modelo apresenta a vantagem de dispensar o cálculo dos deslocamentos da estrutura, já que qualquer deformação é suficiente para se alcançar a plastificação do material. Como critério de plastificação, é empregue quase exclusivamente o critério de Mohr-Coulomb.

No desenvolvimento da solução, geralmente são tomadas fatias unitárias do maciço e da estrutura de suporte, admitindo-se que todas as secções são iguais, o que equivale a aproximar-se a um problema de deformação plana. Esta aproximação simplifica bastante a análise e, além disso, é em geral mais conservativa que a análise tridimensional.

Quanto ao impulso em repouso I_0 , que age sobre estruturas que não permitem qualquer deslocamento, a sua determinação é feita normalmente através de expressões empíricas, baseadas na determinação, em laboratório ou em campo, das pressões laterais. A expressão mais utilizada está baseada na fórmula empírica de Jaky, e é dada por:

$$K_0 = 1 - \tan(\phi') \quad (4)$$

onde K_0 é denominado coeficiente de impulso em repouso. Esta expressão é válida apenas para solos normalmente consolidados. Para solos pré-consolidados o valor da pressão lateral é mais elevado, dependendo principalmente do grau de pré-consolidação do material. [7]

3.2.2. TEORIA DE RANKINE

Ao analisar o estado de tensão de um elemento de solo localizado a uma profundidade z junto ao muro figura 13, pode-se determinar a tensão vertical σ_v dada por:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (5)$$

Onde γ é o peso específico do solo. Enquanto o muro permanece em repouso, a tensão horizontal actuante sobre o elemento é indeterminada. Mas ao ser afastado do solo, até a formação do estado activo, esta tensão pode ser determinada a partir da envolvente de resistência do material, como demonstra a figura 14.

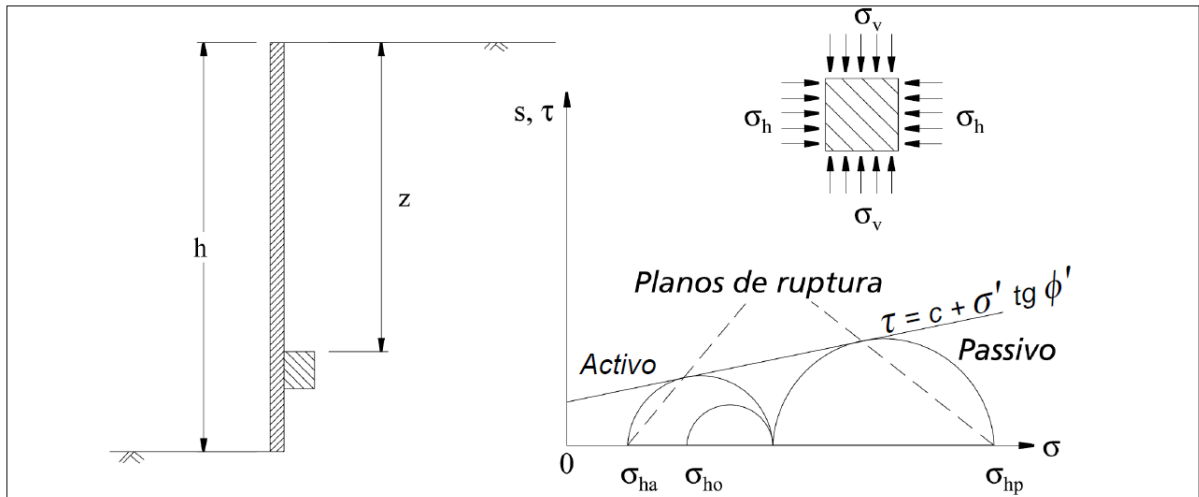


Fig. 14- Determinação da pressão lateral

Neste instante a tensão horizontal σ_h é dada por:

$$\sigma_h = K_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (6)$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1 - \sin(\phi')}{1 + \sin(\phi')} \quad (7)$$

Sendo K_a denominado coeficiente de impulso activo. Através desse resultado pode-se determinar o valor do impulso activo resultante I_a sobre o muro:

$$I_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} \quad (8)$$

Onde H é a altura total do desnível de solo. No caso de o muro se mover contra o solo até o estado passivo, obtém-se:

$$\sigma_h = K_p \cdot \gamma \cdot z + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \quad (9)$$

Onde,

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1 + \sin(\phi')}{1 - \sin(\phi')} \quad (10)$$

É denominado coeficiente de impulso passivo, e o impulso resultante I_p é dado por:

$$I_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p} \quad (11)$$

Verifica-se por esses resultados que o solo coesivo fica sujeito a tensões de tracção na parte superior no estado activo. Estas tensões de tracção prolongam-se até uma profundidade z_0 dada por:

$$Z_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma} \cdot \frac{1}{\sqrt{K_a}} \quad (12)$$

Porém, o solo normalmente não resiste a tensões de tracção. Assim, abrem-se fendas na superfície até esta profundidade. De facto, não se pode contar com estas tensões que diminuem o valor do impulso activo resultante. Além disso, estas fendas podem estar preenchidas com água proveniente de chuvas, o que pode aumentar ainda mais o valor do impulso. O resultado é a distribuição de tensões mostrada na figura 15. Pode-se adoptar para efeito de cálculo uma distribuição aproximada como a mostrada na mesma figura e sugerida por Bowles. Estas tensões de tracção não ocorrem, contudo, no estado passivo, como se pode ver na figura 15. Assim, não há formação de fendas de tracção no estado passivo.



Fig. 15- Distribuição de σ_h no estado activo e passivo (solo coesivo)

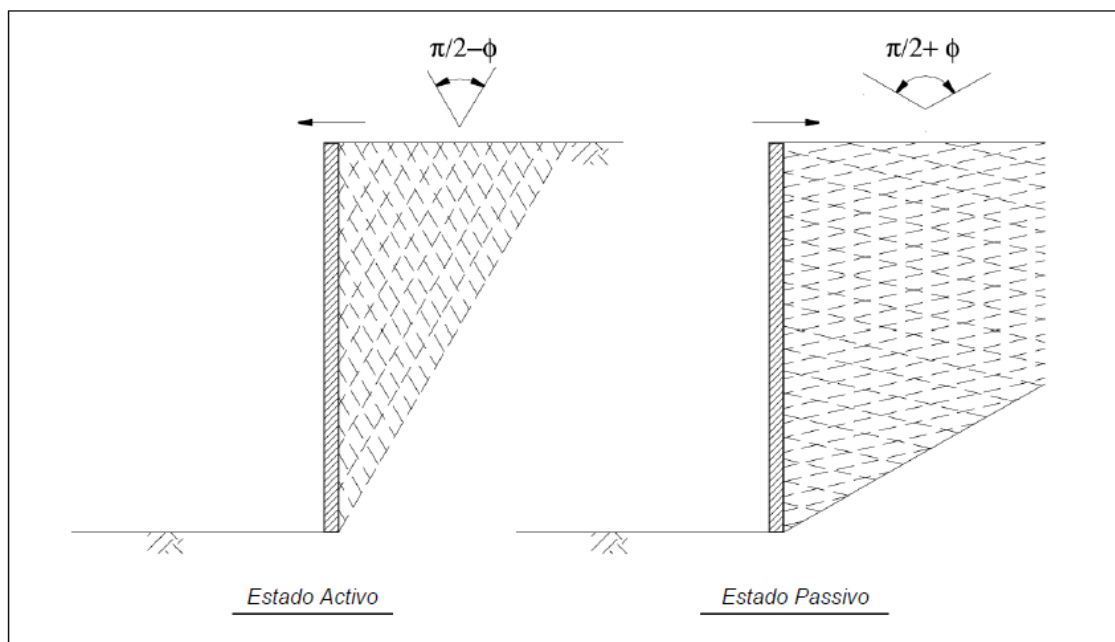


Fig. 16- Planos de ruptura nos estados ativos e passivo

3.2.3 TEORIA DE BOUSSINESQ, RÉSAL E CAQUOT PARA CONSIDERAÇÃO DO ATRITO SOLO-PARAMENTO

3.2.3.1 INTRODUÇÃO

A pressão que actua no paramento, quando avaliada segundo a Teoria de Rankine generalizada, tem uma direcção que não é normal àquele. A esta obliquidade da pressão corresponde uma componente paralela ou rasante ao paramento, a qual exige a existência de atrito (ou adesão) entre o solo e a estrutura, cujo valor depende apenas do próprio método. Ora o valor das propriedades resistentes da interface *terras-muro* constitui uma propriedade que deve ser imposta ao método de cálculo, não devendo portanto ser consequência do próprio método, como acontece no Método de Rankine. Esta constitui uma das maiores insuficiências deste método. Para se perceber melhor as consequências desta questão considere-se o caso originalmente estudado por Rankine, isto é, uma situação em que o terrapleno é horizontal e o paramento vertical. Neste caso, a Teoria de Rankine impõe que o atrito *terras-muro* seja nulo e conclui que as superfícies de cedência são planas, figura 16. Ora se, em função das características da própria interface *terras-muro*, se mobilizarem forças de atrito ao longo desta, tal circunstância provoca a curvatura das superfícies de cedência e a inclinação do impulso em relação à normal ao paramento, como mostra a figura 17.

A existência de forças de atrito na interface *terras-muro* faz com que junto ao paramento as direcções das tensões principais deixem de ser horizontais e verticais, isto é, aquelas forças provocam a rotação das tensões principais em relação às respectivas posições iniciais. Esta rotação das tensões principais vai diminuindo com o afastamento em relação ao paramento, deixando de se verificar em pontos situados a uma distância do paramento superior a um certo valor limite. Ora como em cada ponto do maciço as superfícies de cedência têm que fazer um ângulo igual a $\pi/4 + \phi/2$ com a direcção da tensão principal máxima. Assim, compreende-se, que quando há atrito *terras-muro* aquelas superfícies tendem a encurvar junto ao paramento, figura 17.

Repare-se que quando o paramento se afasta do solo e este evolui no sentido de estado activo, o maciço atrás do paramento tende a descer em relação a este. Podendo mobilizar-se as tensões

tangenciais entre eles, δ não nulo, as tensões daquele tipo que o solo aplica sobre o paramento são dirigidas para baixo, logo o impulso activo actua inclinado para cima em relação à normal de um ângulo δ . O que se representa na figura 17 a) é a força igual e directamente oposta que o maciço transmite ao muro.

Pelo contrário quando o paramento é empurrado contra o solo e este evolui para um estado passivo, o maciço atrás do paramento tende a subir em relação a este. Daí a inclinação do impulso passivo que a figura 17 b) ilustra.

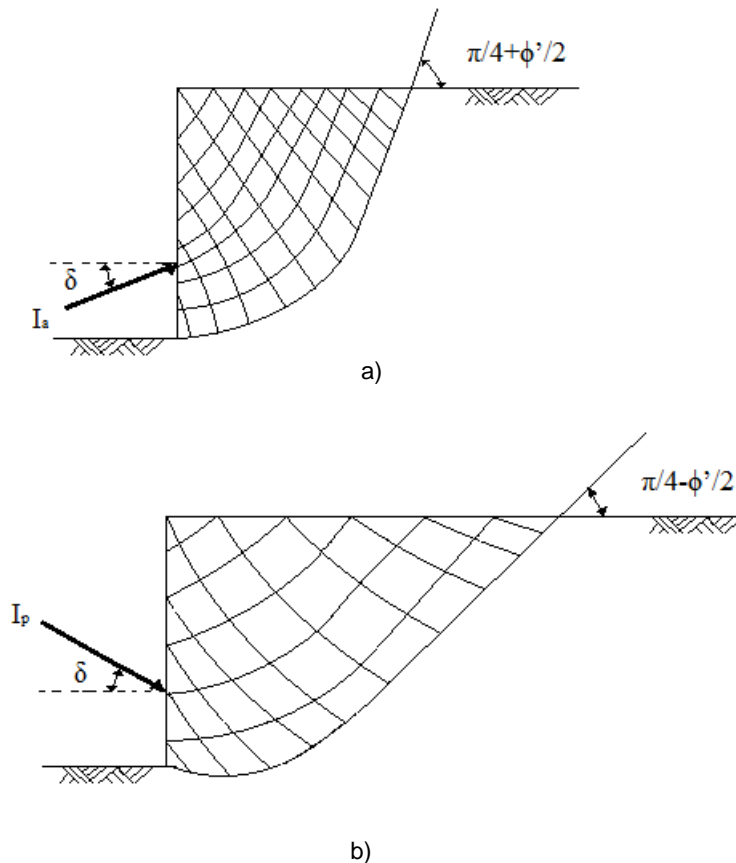


fig. 17 – Efeito do atrito *terras-muro* sobre a direcção do impulso e sobre as superfícies de cedência: a) caso activo; b) caso passivo.

Como se verá mais pormenorizadamente, a existência de atrito *terras-muro* reduz o impulso activo e aumenta o impulso passivo. Já que o primeiro é uma solicitação e o segundo uma reacção, conclui-se que o atrito *terras-muro* favorece a estabilidade da estrutura.

3.2.3.2 TEORIA DE BOUSSINESQ. TABELAS DE CAQUOT-KÉRISEL

O grande inconveniente da teoria de Rankine parte do facto da teoria não englobar no cálculo parâmetros fundamentais, tais como, o atrito solo-paramento δ e a inclinação do terraplino do maciço suportado, β . Ora, o problema do cálculo de pressões correspondentes aos estados limite activo e passivo quando existe atrito solo-estrutura foi formulado inicialmente por Boussinesq. Considerando a figura 18, onde se representa um paramento rectilíneo com qualquer inclinação, em contacto com um

maciço homogêneo puramente friccional, de ângulo de atrito ϕ' e de peso volúmico γ , limitado por uma superfície também com qualquer inclinação. Definindo genericamente o tensor das tensões num ponto M em função de r e θ (coordenadas polares), Boussinesq admitiu as seguintes hipóteses:

- A obliquidade da tensão na faceta sobre o raio polar (τ / σ') é constante ao longo do raio, portanto independente de r ;
- O valor da tensão é proporcional a r quando θ é constante, isto é, ao longo do mesmo raio;
- O valor da tensão referida atrás é proporcional ao peso volúmico do solo, γ .

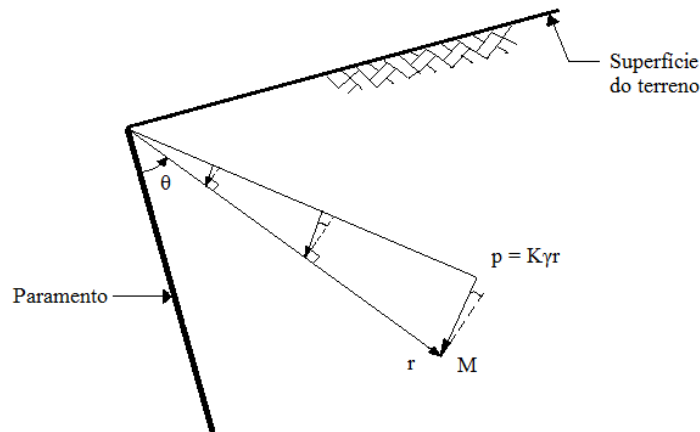


Figura 18 – Hipóteses da teoria de Boussinesq

Partindo destas hipóteses, impondo o equilíbrio estático ao maciço (equações de equilíbrio respeitadas em cada ponto), impondo a condição de equilíbrio limite (através da lei de Mohr-Coulomb, $\tau/\sigma' = \tan \phi'$), e, finalmente, impondo as condições fronteira convenientes (tensões nulas à superfície do terreno e tensões com uma obliquidade δ no paramento), Boussinesq chegou a um sistema de equações diferenciais.

A resolução do sistema fornece as tensões no paramento, assim como a rede das superfícies de cedência onde $\tau/\sigma' = \tan \phi'$ (tal como se esboçam na figura 18)

Após estudos complementares de Résal, a resolução do sistema de equações foi conseguida por Caquot e Kérisel, que elaboraram as famosas tabelas conhecidas pelos nomes dos seus autores, as quais permitem o cálculo das tensões activas ou passivas, através da determinação dos coeficientes de impulso correspondentes, em função de quatro ângulos, definidos (com respectivo sinal) na figura 19. Em cada ponto P à distância l do vértice do paramento O , as tensões activa e passiva são dadas, respectivamente, por:

$$P_a = K_a \cdot \gamma \cdot l \quad (13)$$

$$P_p = K_p \cdot \gamma \cdot l \quad (14)$$

E os impulsos activo e passivo, correspondentes ao integral das tensões entre O e P , por:

$$I_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot l^2 \quad (15)$$

$$I_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma \cdot l^2 \quad (16)$$

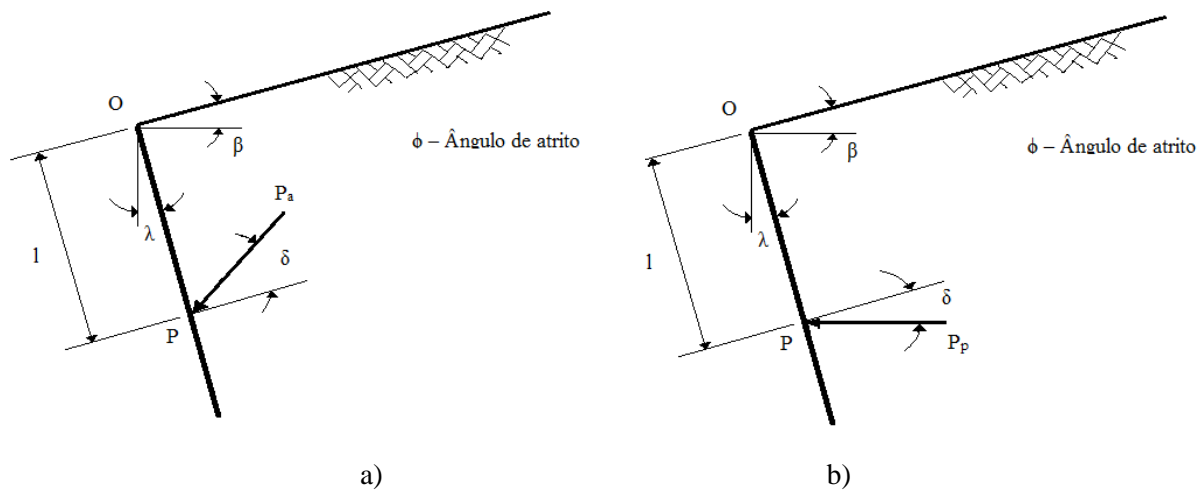


fig. 19 – Convenções usadas nas Tabelas Caquot-Kérisel para estado activo a) e passivo b)

Caso o maciço seja homogéneo, o ponto de aplicação do impulso dista de O uma distância igual a $2/3l$. [7]

3.3. APLICAÇÃO DE TEORIA EM MUROS DE GABIÃO

3.3.1. INTRODUÇÃO

Os muros de gabiões são estruturas de gravidade e como tal podem ser dimensionados. Assim, as teorias clássicas de Rankine e de Coulomb, bem como o método do equilíbrio limite podem ser utilizados na determinação dos impulsos actantes. Para os casos mais simples, a teoria de Coulomb é geralmente empregue na determinação do impulso activo, pois abrange uma variedade razoável de situações encontradas na prática. As características do solo suportado devem ser avaliadas cuidadosamente, pois delas dependem os resultados das análises. Deve-se atentar para o facto de que o maciço é geralmente um reaterro, preferencialmente executado com material não coesivo e assim é normal considerar-se como nula a coesão do solo. Mesmo quando se utiliza solo argiloso no reaterro, a coesão disponível é muito pequena, pois além do amolgamento provocado pela construção, deve-se lembrar que o estado activo configura-se numa situação de descarregamento do maciço e assim a situação mais crítica é a que corresponde à condição drenada da resistência. Dessa forma a envolvente de resistência ao corte mais indicada nestes casos é a envolvente efectiva (também chamada envolvente drenada), que normalmente apresenta uma parcela de coesão muito pequena, ou mesmo nula, para solos argilosos. Para o ângulo de atrito δ entre o solo e a estrutura, pode-se adoptar o mesmo valor do ângulo de atrito interno ϕ do solo, pois a face dos gabiões é bastante rugosa. No caso

de haver um filtro geotextil entre o solo suportado e o muro de gabiões o valor de δ deve ser diminuído, adoptando-se normalmente $\delta = 0,9$ a $0,95 \cdot \phi$. Caso as condições específicas do problema analisado sejam mais complexas, não permitindo a utilização directa da teoria de Coulomb, recorre-se geralmente ao método do equilíbrio limite. Neste caso, entretanto, o trabalho envolvido na determinação do impulso actuante é consideravelmente maior. Por isso foram desenvolvidos programas de computador que auxiliam o projectista nessa tarefa.

Para o cálculo do impulso passivo, que é a resistência ao deslocamento horizontal oferecida pelo terreno à frente do muro, quando este está apoiado numa cota inferior à da sua superfície figura 20, a teoria de Rankine é geralmente suficiente. Deve-se, no entanto, ter cautela na consideração desta resistência. Somente deve ser considerada a disponibilidade do impulso passivo à frente do muro quando for possível garantir que não ocorrerão escavações ou mesmo erosão no solo situado à frente da estrutura de suporte.

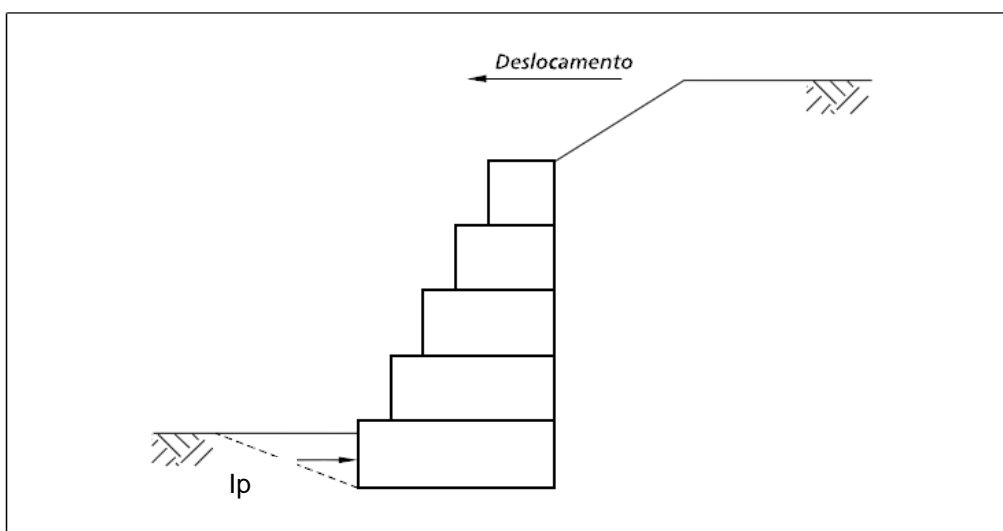


Fig. 20- Determinação do Impulso passivo

3.3.2. SUPERFÍCIES DE ROTURA CURVAS

Os métodos de Coulomb e do equilíbrio limite adoptam a forma da superfície de rotura como sendo plana, por hipótese. No entanto, nem sempre a forma plana conduz à condição mais crítica para o equilíbrio da cunha de solo formada pela superfície de rotura. A ocorrência de atrito ao longo da interface solo-estrutura de suporte faz com que a superfície de rotura mais crítica seja curva. Análises mais rigorosas, utilizando superfícies de rotura com a forma de espirais logarítmicas, foram desenvolvidas. No caso do impulso activo, estas análises mostram que o valor calculado com a utilização de superfícies planas difere no máximo cerca de 10%, ficando em geral esta diferença dentro de 5% do valor calculado com superfícies de rotura curva. Este facto justifica a utilização das superfícies de rotura plana para o cálculo do impulso activo por serem de análise mais simples e abrangentes. Para o impulso passivo, no entanto, a diferença entre os resultados obtidos pelos métodos que utilizam superfícies de rotura planas e os que utilizam superfícies curvas é bem maior. Apenas quando não se considera atrito entre o solo e a estrutura de suporte os resultados obtidos pela teoria de Coulomb e pelo método do equilíbrio limite são correctos.

3.4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO

3.4.1. TIPOS DE ROTURA

É necessária a verificação da segurança da estrutura de suporte contra os diversos tipos de rotura. No caso de muros de suporte de gabiões, os tipos principais de rotura que podem ocorrer estão mostrados na figura 21.

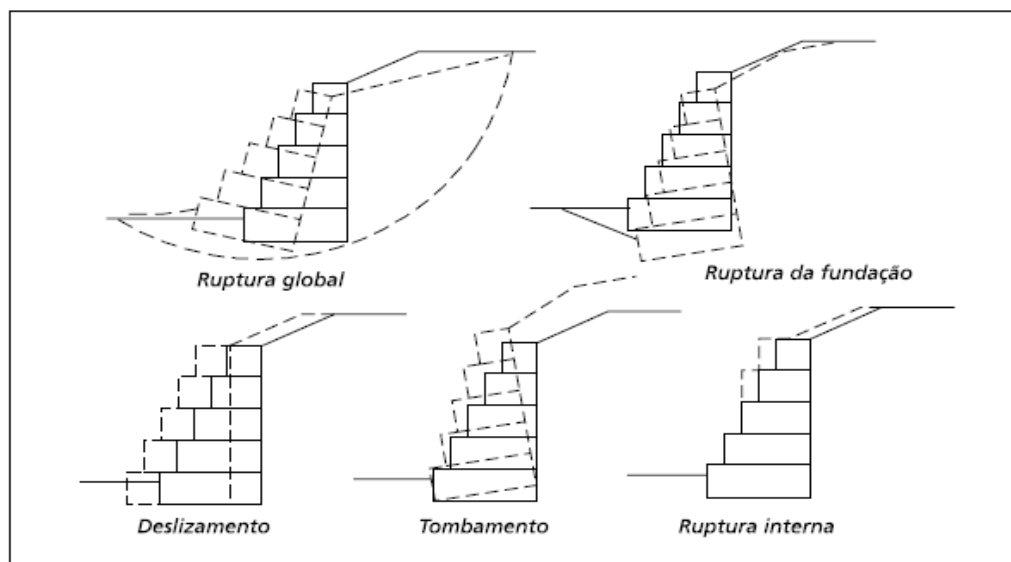


Fig. 21- Tipos de rotura em muros de gabião

1. Deslizamento sobre a base: ocorre quando a resistência ao escorregamento ao longo da base do muro, somada ao impulso passivo disponível à frente da estrutura, é insuficiente para neutralizar o efeito do impulso activo actuante.
2. Derrube: ocorre quando o momento estabilizador do peso próprio do muro em relação ao ponto de rotação idealizado de derrube é insuficiente para neutralizar o momento do impulso activo.
3. Rotura da fundação ou recalque excessivo: ocorre quando as pressões aplicadas pela estrutura sobre o solo de fundação são superiores à sua capacidade de carga.
4. Rotura global do maciço: escorregamento ao longo de uma superfície de rotura que contorna a estrutura de suporte.
5. Rotura interna da estrutura: rotura das secções intermediárias entre os gabiões, que pode ocorrer tanto por escorregamento como por excesso de pressão normal.

3.4.2. FORÇAS QUE ACTUAM SOBRE A ESTRUTURA

Na figura 22 são apresentadas as forças que actuam sobre a estrutura de suporte. As forças presentes são os impulsos I_a e I_p , o peso próprio da estrutura P e a reacção da fundação R . Esta última força pode ser decomposta numa força normal N e numa força tangencial T à base da estrutura de suporte. Além destas forças, devem ser consideradas outras, dependendo das condições. Assim, no caso de a estrutura estar parcial ou totalmente submersa, deve ser considerada a força de impulsão da água V figura 20, enquanto na análise sísmica devem ser consideradas as forças de inércia horizontal e vertical.

$$I_h = C_h \cdot P \quad (17)$$

$$I_v = C_v \cdot P \quad (18)$$

Outras forças podem ainda provir de sobrecargas aplicadas directamente sobre a estrutura.

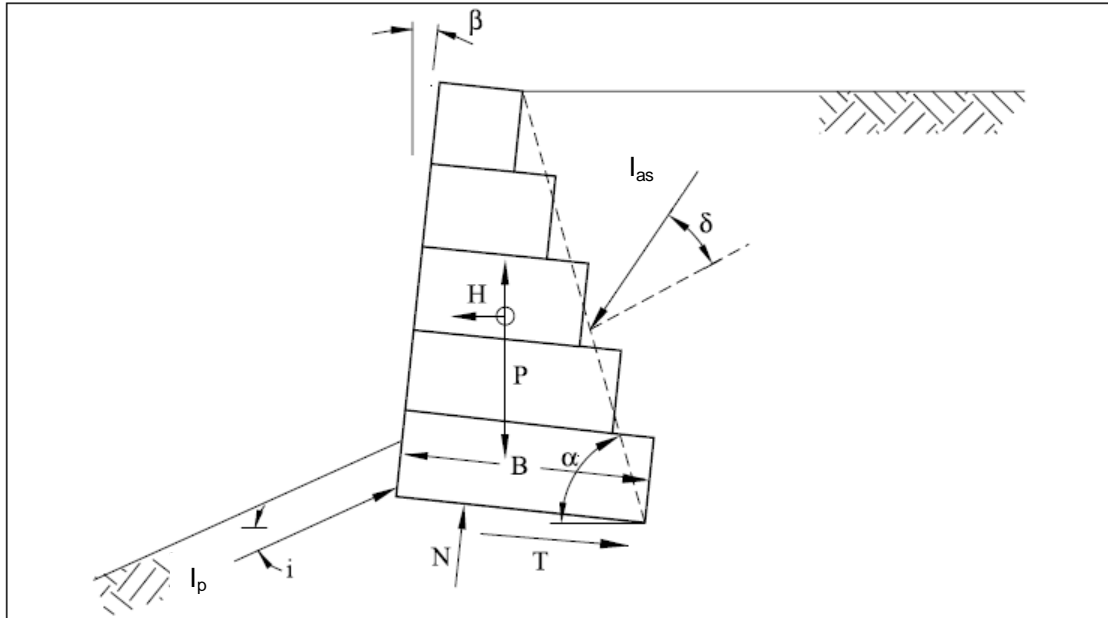


Fig. 22- Forças que actuam sobre o muro

São elas:

- Impulso activo sísmico I_{as} ;
- Impulso passivo I_p ;
- Peso da estrutura P ;
- Força normal N agindo na base;
- Força de corte T agindo na base.

3.4.3. DETERMINAÇÃO DOS IMPULSOS

A determinação dos impulsos actuantes é o passo mais importante na análise de muros de suporte. Normalmente são utilizadas as teorias de Rankine e de Coulomb nesta determinação, pois elas fornecem valores realistas para estes impulsos. No entanto, a qualidade dos valores calculados por estas teorias depende da correcta avaliação dos parâmetros do solo que compõe o maciço e das condições gerais do problema.

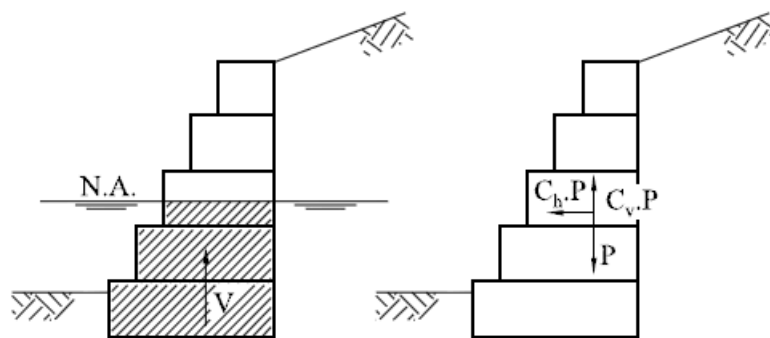


Fig. 23- Outras forças que podem agir sobre o muro

É necessário considerar:

1. A resistência ao corte do solo, normalmente expressa pelo critério de Mohr-Coulomb, na forma do seu ângulo de atrito interno ϕ e da sua coesão c . Estes valores devem ser obtidos preferencialmente da envolvente de resistência efectiva do solo obtida de ensaios de laboratório. Para obras de menor porte estes valores podem ser tomados também de correlações empíricas com ensaios de campo como o SPT (Standard Penetration Test). A análise deve ser feita em termos de tensões efectivas, pois o estado activo representa um descarregamento do maciço e, neste caso, o comportamento a longo prazo é o mais crítico. Esta consideração é particularmente importante na avaliação da coesão do material. Mesmo os solos argilosos apresentam valores bastante reduzidos para a coesão, quando é considerada a envolvente efectiva. Além disso, o amolgamento provocado pela escavação e posterior reaterro do maciço suportado tende a diminuir ainda mais a coesão disponível. Assim, muitas vezes a coesão do solo é tomada como nula em maciços argilosos para efeito de cálculo do impulso activo.
2. O peso específico do solo, tanto no estado natural como no estado de saturação completa.
3. O ângulo de atrito entre o solo e a estrutura, tomado em função do ângulo de atrito interno
4. A posição do nível da água e as condições de fluxo através do maciço. Devem ser determinadas as alturas máxima e mínima do nível da água e a eventual possibilidade de formação de fluxo de água através do maciço. Isto é particularmente importante em muros construídos em zonas baixas e em canais.
5. Carregamentos externos aplicados sobre o maciço por estruturas construídas sobre ele e por tráfego de veículos.
6. Carregamentos dinâmicos provocados por abalos sísmicos geralmente especificados por códigos locais em função da sismicidade da região, do solo e do material da estrutura, assim como da rugosidade da superfície de contacto.

3.4.4. DEFINIÇÃO DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA

Nas verificações de estabilidade ao derrube o impulso passivo é em regra desprezado, quer porque, a mobilização deste impulso obriga a importantes deslocamentos que geralmente não se verificam, quer porque as terras em frente do muro podem vir a ser total ou parcialmente removidas.

O estado limite ultimo por derrube ocorre quando o muro roda em torno da aresta A. Assim o coeficiente de segurança em relação ao derrube é definido como a razão dos chamados momentos

estabilizador M_e e instabilizador M_i , ou seja, dos momentos em relação ao ponto A das forças que se opõem ao derrube e daquelas que o tendem a provocar, sendo que tem valor mínimo exigido de 1,5

$$FS_1 = \frac{M_e}{M_i} \quad (19)$$

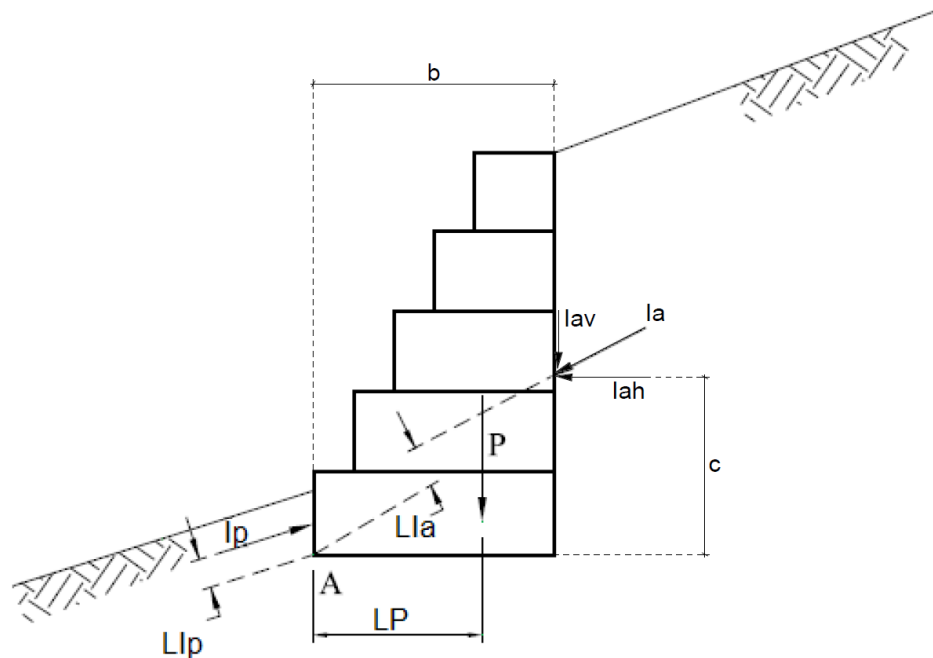


Fig. 24- Verificação quanto ao derrube de um caso particular de paramento face vertical

Existem duas formas por meio das quais na prática corrente se calculam aqueles momentos. O quadro apresenta-as tomando como referencia as notações usadas na figura e considerando I_{ah} e I_{av} as componentes horizontal e vertical do impulso activo, respectivamente.

Tab. 6- Expressões para o factor de segurança ao derrube

Momento	Símbolo	Expressão 1	Expressão 2
Estabilizador	M_e	$P \cdot LP$	$P \cdot LP + I_{av} \cdot b$
Instabilizador	M_i	$I_{ah} \cdot c - I_{av} \cdot b$	$I_{ah} \cdot c$
Coeficiente de Segurança	FS	$FS_1 = \frac{P \cdot LP}{I_{ah} \cdot c - I_{av} \cdot b} \quad (20)$	$FS_2 = \frac{P \cdot LP + I_{av} \cdot b}{I_{ah} \cdot c} \quad (21)$

As duas formas só conduzem ao mesmo resultado em duas situações: i) quando o coeficiente de segurança é igual à unidade, situação em que a linha da resultante do peso e do impulso passa pelo ponto A, ii) quando o impulso é horizontal, ou seja, o ângulo de atrito solo-muro é zero.

No entanto, o coeficiente de segurança pode também ser definido de outra forma, com larga aplicação na mecânica dos solos: a razão entre os coeficientes de atrito do solo e os coeficientes de atrito “limite” que se existissem conduziriam o muro de suporte a uma situação de estado limite por derrube.

Analogamente, pode-se extrapolar o conceito anterior para a coesão, ou seja, a segurança seria a razão entre a coesão do solo e a coesão para o qual o solo entraria em estado limite.

$$FS_3 = \frac{\tan(\phi')}{\tan(\phi'_{EL})} = \frac{c'}{c'_{EL}} = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\delta_{EL})} \quad (22)$$

Geralmente exige-se que FS_3 seja no mínimo igual a 1,2 ou 1,3. Obviamente esta forma de definir a segurança ao derrube só conduz ao mesmo resultado das anteriores quando os correspondentes coeficientes de segurança são todos iguais à unidade.

A concepção prevalente actualmente nas teorias de definição da segurança entende os coeficientes de segurança como medidas das percentagens de resistência necessárias para garantir o equilíbrio, o que obriga a uma definição clara e separação entre acções e resistências. Ora, enquanto o FS_1 e o FS_3 obedecem a este princípio, o FS_2 é de certa forma incorrecto já que uma parte da expressão cruza as resistências e acções.

Por um lado assumindo perspectiva local, considerando apenas a estabilidade do muro, teremos a força estabilizadora do peso do muro e a força instabilizadora o impulso activo actuante. Ora, nesta perspectiva, o coeficiente de segurança será a razão entre os momentos estabilizadores e os momentos instabilizadores. Esta é a definição do coeficiente FS_1 e FS_2 , apesar de ser teoricamente incorrecto dada o cruzamento das acções com as resistências já abordadas anteriormente.

Por outro lado, em termos globais, considerando o equilíbrio do muro e das cunhas do aterro suportadas, o peso do muro e da cunha de impulsos, bem como eventuais sobrecargas são consideradas as acções, enquanto que os coeficientes de atrito, do solo e da interface solo-muro, e a coesão são as resistências. Esta perspectiva introduziu um novo conceito que tende a prevalecer e denomina-se por metodologia dos coeficientes parciais de segurança. Esta metodologia permite introduzir coeficientes de majoração para as acções desfavoráveis e coeficientes de minoração para as resistências. Nesta perspectiva enquadra-se o FS_3 que visa minorar as características resistentes, no entanto a majoração das acções ainda não faz parte da prática corrente. [8]

3.4.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA PELO MÉTODO DOS COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA. EUROCÓDIGO 7 – PROJECTO GEOTÉCNICO.

Como já foi referido anteriormente, tradicionalmente, emprega-se um processo que conduz à obtenção de um coeficiente de segurança global para cada estado limite. Torna-se imprescindível abordar mais pormenorizadamente a forma de proceder à verificação da segurança segundo o *EC7*, denominado por coeficientes de segurança parciais. Tal decorre do facto de ter sido aprovado, no âmbito do processo que conduziu à elaboração dos eurocódigos estruturais, o Eurocódigo 7 referente a obras de Geotecnia. Este último documento veio estender às estruturas geotécnicas a filosofia de dimensionamento há já longo tempo adoptada nas estruturas propriamente ditas. O Eurocódigo 7 não dispensa a verificação para quaisquer dos tipos de rotura especificados no capítulo 3.4.1, atribuindo grande importância à estabilidade global referindo a necessidade de verificação à estabilidade global relativamente a roturas progressivas e a roturas por liquefacção.

Na verificação de estados limite de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO) deve ser aplicado um dos conjuntos A1 e A2 dos seguintes coeficientes parciais para acções ou para os efeitos das acções, tabela 7.

- γ_G para acções permanentes desfavoráveis ou favoráveis;
- γ_Q para acções variáveis desfavoráveis ou favoráveis.

Tab. 7 – Coeficientes parciais para acções ou efeitos das acções

Acção		Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,35	1,0
	Favorável		1,0	1,0
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,5	1,3
	Favorável		0	0

Na verificação de estados limite de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO) deve ser aplicado um dos conjuntos *M1* ou *M2* dos seguintes coeficientes parciais para os parâmetros do solo:

- $\gamma_{\phi'}$ para a tangente do ângulo de atrito interno em tensões efectivas;
- $\gamma_{c'}$ para a coesão em tensões efectivas;
- γ_{cu} para a resistência ao corte não drenada;
- γ_{qu} para a resistência à compressão uniaxial;
- γ_Y para o peso volúmico.

Tab. 8 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efectivas	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso volúmico	γ_Y	1,0	1,0

No que respeita mais particularmente ao dimensionamento de estruturas de suporte será necessário verificar os estados limite de rotura estrutural (STR) e rotura do terreno (GEO), devendo ser aplicados um dos conjuntos *R1*, *R2* ou *R3* para as capacidades resistentes:

- $\gamma_{R,v}$ para a capacidade resistente ao carregamento do terreno de fundação;
- $\gamma_{R,h}$ para a capacidade resistente ao deslizamento;
- $\gamma_{R,e}$ para a capacidade resistente passiva de terras.

Tab. 9 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes para estruturas de suporte

<i>Capacidade Resistente</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Conjunto</i>		
		<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
<i>Capacidade resistente ao carregamento do terreno de fundação</i>	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
<i>Capacidade resistente ao deslizamento</i>	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0
<i>Capacidade resistente passiva de terras</i>	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0

Para estados limite do tipo STR e GEO em situações persistentes ou transitórias foram introduzidas três Abordagens de Cálculo. A diferença entre elas tem a ver com o modo como distribuem os coeficientes parciais pelas acções, pelas propriedades dos materiais e pelas capacidades resistentes. Tal fica a dever-se, em parte, a diferentes abordagens quanto ao modo como são tidas em consideração as incertezas na modelação dos efeitos das acções e das capacidades resistentes.

Nas abordagens de Cálculo 1, para todos os dimensionamentos são necessários, em princípio, verificações para dois conjuntos de coeficientes, aplicados em dois cálculos separados. Quando seja óbvio que um desses conjuntos governa o dimensionamento, não é necessário efectuar cálculos relativos a outro conjunto. Geralmente os coeficientes são aplicados às acções e não aos efeitos das acções, com uma excepção referida anteriormente. Em muitos casos os coeficientes são aplicados aos parâmetros do terreno, mas no dimensionamento de estacas e ancoragens são aplicados às capacidades resistentes. Nas abordagens de Cálculo 2 e 3 é necessário um único cálculo para cada parte de um projecto, e o modo como os coeficientes são aplicados varia segundo o cálculo em questão.

Na abordagem de Cálculo 2 são aplicados coeficientes às acções ou aos efeitos das acções e às capacidades resistentes.

Relativamente à abordagem 3 são aplicados coeficientes às acções ou efeitos provenientes da estrutura e aos parâmetros de resistência do terreno (parâmetro dos materiais). [9]

4

DESCRIÇÃO DE UM ACIDENTE EM MURO DE GABIÕES

4.1. INTRODUÇÃO AO CASO

4.1.1. DESCRIÇÃO DO MURO

O IC19 é um exemplo onde foram usados muros de contenção de gabiões de modo a minimizar a ocupação lateral em virtude de condicionamentos específicos dos locais. No IC19 foram instalados 4 muros de suporte, sendo o *muro I*, figura 26, objecto de estudo mais pormenorizado neste trabalho. O *muro I* tem por objectivo evitar a afectação de uma habitação situada junto do traçado.

Os respectivos muros de gabiões foram instalados com arame de malha e de bordadura com diâmetro de 2,7 mm e 3,4 mm respectivamente. O arame utilizado nas amarrações e nos tirantes tem um diâmetro de 2,2 mm e todos os gabiões possuem diafragmas espaçados de um metro. Na tabela seguinte apresentam-se as classes principais de gabiões:

Tab. 10- Dimensões e diafragmas

CLASSE	DIMENSÕES			N.º de DIAFRAGMAS
	Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)	
I	1,5	1	1	0
II	2	0,5	0,5	1
III	2	1	0,5	1
IV	3	1	0,5	2
V	4	1	0,5	3
VI	2	1	1	1
VII	3	1	1	2
VIII	4	1	1	3

Na execução do muro procurou-se que as pedras de maior dimensão se situassem nas paredes do gabião com o intuito de diminuir ao máximo a percentagem de vazios. O paramento exterior foi construído à mão, ficando com uma inclinação de 6° . A fundação do muro é directa com uma camada de betão de regularização de $0,10\text{ m}$.



Fig. 25- Instalação do muro de gabiões

A seguir está apresentada a planta do muro em questão *Muro I*, observa-se o gradual aumento da altura do muro passando por uma altura inicial de 2 m para uma altura máxima de 12 m pelos KM 0+588 a KM 0+654.

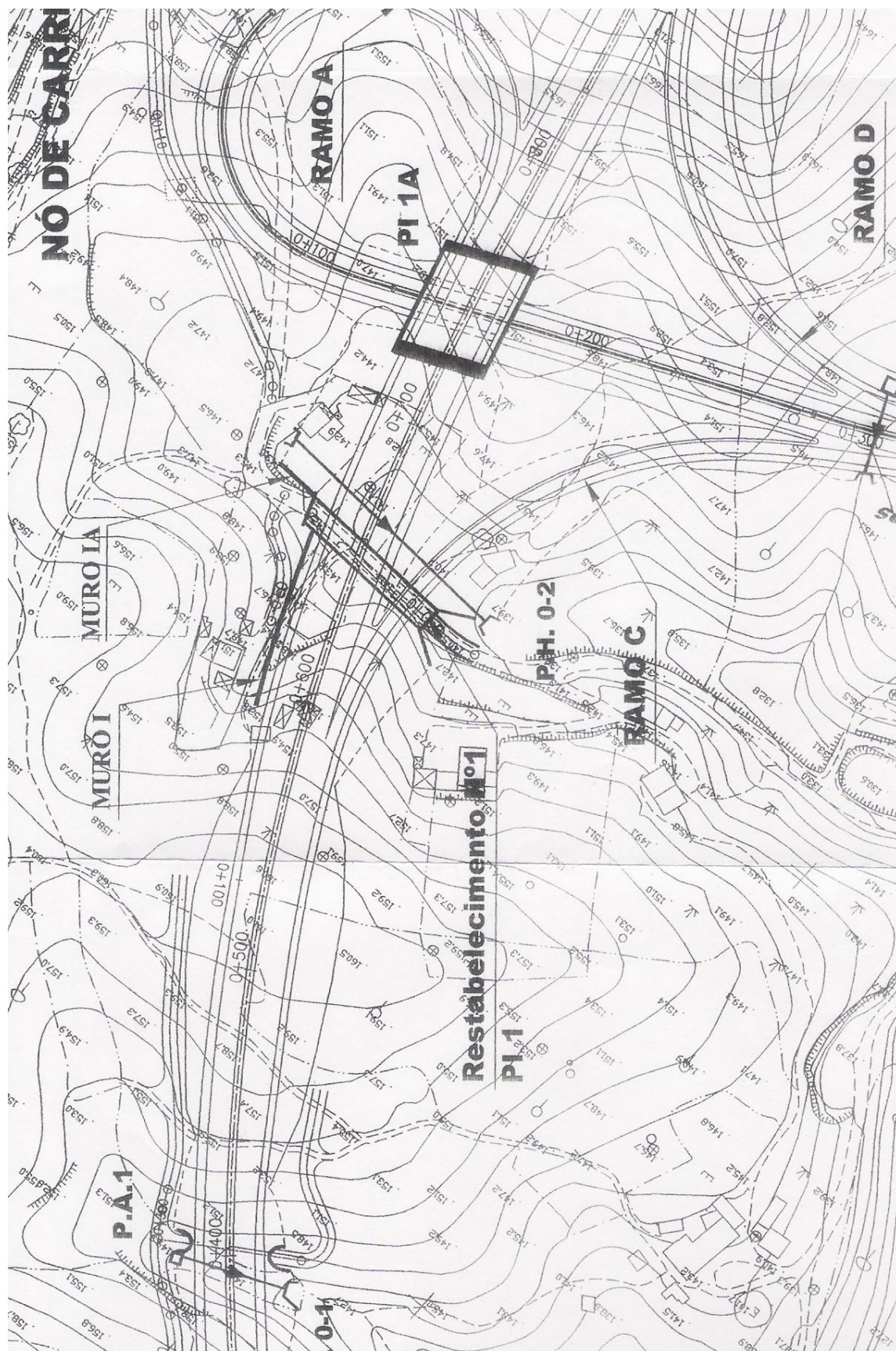


Fig. 26 – Planta do IC19

4.1.2. DIMENSIONAMENTO DOS MUROS

No dimensionamento dos muros de suporte, utilizou-se um programa de cálculo automático de estado limite último (gabions walls calculations – Gawac R 2.0), onde foram simuladas várias secções do muro com altura variável dos 4 aos 10 m e condições de fundação diferentes.

O GAWAC é capaz de lidar com uma grande variedade de situações diferentes que podem ocorrer na prática, e assim limitar a um mínimo as situações que necessitem de análises complementares.

Para facilitar a sua utilização e agilizar as análises o programa foi desenvolvido com uma interface amigável, implementada através de rotinas gráficas que permitem ao usuário acompanhar visualmente o efeito dos dados à medida que estes são fornecidos ao programa, acompanhando também o desenvolvimento das análises executadas. Desta forma, o problema em estudo está sempre visível na tela através do desenho da secção do muro, terrapleno, fundação e sobrecargas externas.

A primeira hipótese de cálculo adoptada pelo programa é a que considera o problema como uma configuração plana. Por isso são apenas necessárias as dimensões do problema no plano da secção. Esta hipótese é comumente adoptada na geotecnia, a tal ponto que poucas vezes se lhe faz referência. Obviamente uma análise tridimensional seria mais precisa, do ponto de vista da representação da realidade. Porém, este tipo de análise envolve um enorme aumento na complexidade dos cálculos. Outro factor que deve ser enfatizado é que a análise plana é mais pessimista que uma análise tridimensional, levando a resultados a favor da segurança.

Os métodos utilizados nos cálculos fazem referência ao “Equilíbrio Limite”, às teorias de Rankine, Coulomb, Meyerhof, Hansen, e Bishop (implementados através de um algoritmo chamado Simplex) para a verificação de estabilidade global da estrutura. O principal inconveniente deste software reside no facto de não calcular deformações exactamente por ser um utensílio de análise limite.

O programa utiliza as características mecânicas dos gabiões, logo os resultados dos cálculos não serão realísticos no caso da utilização de outros tipos de materiais. Na tabela 11 está apresentado o quadro dos parâmetros utilizados no GAWAC em projecto do muro de gabiões do IC19 e o respectivo factor de segurança ao derrube devolvido pelo software, bem como imagens do modelo introduzido no software, figura 27.

Tab. 11- Parâmetros introduzidos no GAWAC

	Muro	Aterro	Fundação
γ [kN/m ³]	20	18	18
ϕ [°]	-	33	30
c [kPa]	-	0	0
FS	1,68		

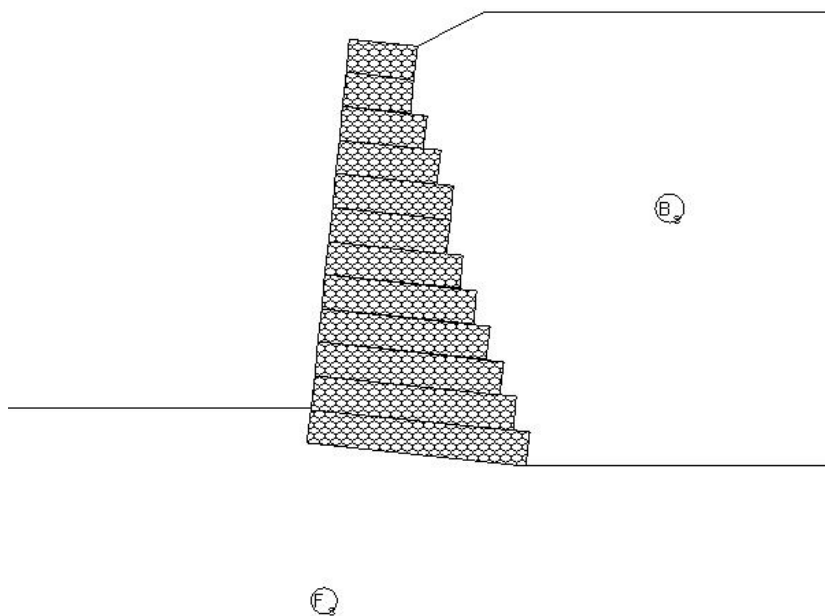


Fig. 27 – Modelo no GAWAC

4.2. NOTA TÉCNICA

Posteriormente à instalação dos muros foram encomendados pareceres e notas técnicas devido aos excessos de deformações registados no muro, cerca de 10mm por dia. Em consequência e devido ao risco de colapso do muro e à proximidade de habitações, a Estradas de Portugal decidiu remover o aterro suportado pelo muro de suporte e foi enviada uma equipa de técnicos de forma a analisar a situação e decidir sobre as medidas de emergência mais apropriadas. Após a colheita de informações no local, constatou-se que o muro já tinha começado a exibir comportamento anómalo embora sem gravidade. No entanto, aproximadamente com o início de períodos de maior pluviosidade, registou-se uma evolução rápida nas deformações do muro com o aparecimento de “barrigas” e fissuras.

Na sequência das visitas efectuadas à obra e da análise das leituras dos alvos topográficos, entretanto instalados, concluiu-se que o muro estava em risco de colapso, efectivamente:

- Várias fendas de tracção no aterro, assim como no pavimento betuminoso, figura 28.
- A viga de betão armado de encosto aos New Jerseys estava quebrada, figuras 29 e 30.
- Dois postes de iluminação estavam inclinados no sentido do paramento exterior do muro, figura 31.
- O muro que deveria estar inclinado 6° já estava apenas inclinado 4°
- Deformações visíveis nas gaiolas do muro, sensivelmente a um terço da altura deste. [11]



Fig. 28 – Aspecto das fendas de tracção patentes no aterro



Fig. 29 – Aspecto da viga em betão armado



Fig. 30 – Fissuração da viga de betão

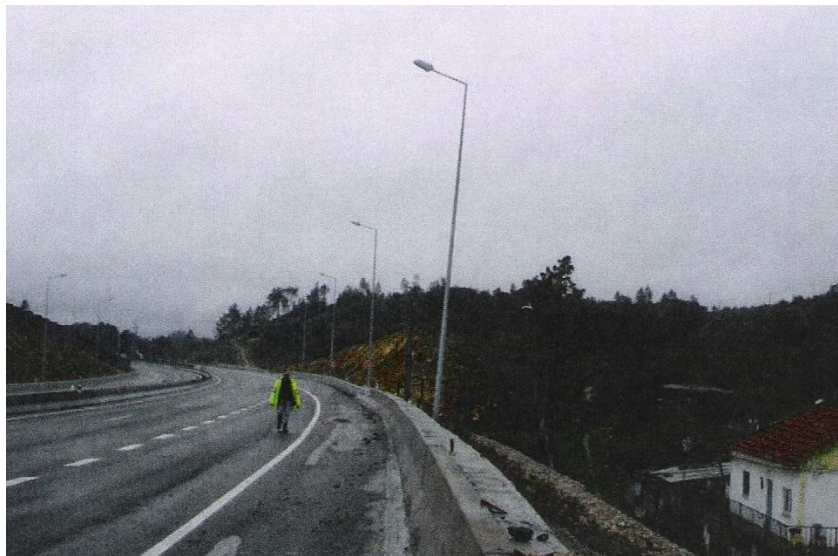


Fig. 31 – Aspecto da fissuração no pavimento e da inclinação dos postes de iluminação

4.3. PARECER

4.3.1 INTRODUÇÃO AO PARECER

Por solicitação da *OPWAY* foi emitido um parecer do *GEG* de forma a analisar e explicar os fenómenos que conduziram às avarias apresentadas nas fotografias anteriores na estrada suportada pelo muro em questão.

Encontrada uma explicação, foi então fornecida uma proposta de recuperação, com concepção resultante da interpretação do ocorrido.

Para a elaboração do estudo foram interpretados vários elementos: notas técnicas prévias, projecto de execução que incluía memória descritiva das obras de contenção, cálculos e desenhos assim como os resultados dos ensaios de carga de placa no terreno de fundação solicitados, de forma a se conhecer as características de deformabilidade e resistência da fundação. [10]

4.3.2 ABORDAGEM SEGUIDA PELO PARECER

Foi feita uma análise inicial a todos os cálculos efectuados, desde a fase do projecto até aos pareceres que se desenvolveram posteriormente. Nesta análise procedeu-se a uma verificação da coerência entre parâmetros usados, situação *in situ*, fenómenos ocorridos, em particular o comportamento, o valor absoluto dos deslocamentos e o ritmo em fase plástica.

Segundo informações fornecidas pela *OPWAY*, os deslocamentos excessivos ter-se-iam iniciados após as primeiras chuvas significativas, após o Verão e Outono em que o muro e o aterro foram construídos. Foi então que se abriram fendas verticais e outras avarias no pavimento e aterro. A ponderação de toda esta informação conduziu a que a esperada relação causa efeito entre a chuva e os deslocamentos verificados fosse óbvia, com os deslocamentos a mostrar um ritmo diário contínuo da ordem de 1,0 cm / dia, até ao alívio dos impulsos por retirada do terreno no tardo. Este comportamento de fluência plástica no tempo mostrou a existência de fenómenos de plasticidade. De facto, posteriormente, vieram a parecer mais uma combinação de deslocamentos de fluência por plasticidade dos terrenos de fundação, com deslocamentos por perda de rigidez da fundação, ambos motivados por humedificação dos terrenos de fundação. A fracção argilosa e margosa dos terrenos determina correntemente estes comportamentos de fluência, habitualmente lentos mas que, no presente caso e devido às importantes tensões transmitidas, se comportaram com velocidade relativamente elevada.

Feita uma verificação crítica dos cálculos e resultados apresentados quer no projecto, quer nos relatórios posteriormente desenvolvidos, ficou a impressão e a primeira noção de que o ocorrido não esteve associado nem a erros de projecto: de cálculo ou de parâmetros optimistas ou pessimistas, nem a erros de construção: aterros sem as condições necessárias. Tal conclusão preliminar não se deveu ao reconhecimento factual da inexistência de tais fontes de problemas, mas a que os coeficientes de segurança (para as condições até então verificadas, de não existência de sobrecargas nem de sismos) serem mais que suficientes para comportarem desvios significativos nos parâmetros utilizados. Sobre os modelos e programas de dimensionamento utilizados no projecto e nas notas técnicas, refira-se que são os procedimentos correntes e recomendados para o dimensionamento de muros de gabiões e mais que suficientes para o projecto.

A abordagem seguida preferiu então as análises com comportamento elasto-plástico em desfavor das referidas análises rígido-plásticas com modelos cinemáticos, utilizadas nos diversos dimensionamentos e que não são contemplados os deslocamentos. Só com o conhecimento do campo de deslocamentos, quer elásticos, quer plásticos, se poderia tentar encontrar uma explicação ao sucedido.

Solicitaram-se então a execução de ensaios de placa no terreno de fundação, com os quais se obtiveram os parâmetros elásticos e plásticos utilizados nos cálculos. Simularam-se diversas situações, iniciando-se com as condições consideradas em projecto e seguindo-se com simulação de variação de parâmetros de uma forma criteriosa, por forma a cobrir uma envolvente, por vezes combinação, de situações plausíveis de ocorrer.

4.3.3 MODELAÇÃO

Para a abordagem a um comportamento elasto-plástico dos terrenos, utilizou-se o programa *PLAXIS*, em versão apropriada e em modelo 2D. O muro foi simulado com a altura de 10.0 m, sendo 9,0m exterior ao terreno e 1.0 m enterrado. A forma e constituição do muro foram as que vêm no projecto para H=10 m. O talude superior foi simulado conforme no projecto. O muro foi caracterizado com extrema rigidez, de forma a simular um comportamento de corpo rígido, quando comparado com os terrenos. Como se sabe, os muros de gabiões têm deformabilidade intrínseca não desprezável mas, e para o presente objectivo, consideramos ser de retirar esse facto de forma a poder atender com mais clareza aos efeitos dos terrenos.

Quanto aos terrenos que envolvem o muro, e ainda de uma forma propositadamente simplificada, consideramos apenas 3 tipos, a saber:

- AT) O aterro, constituído por materiais obtidos da zona.
- TS) Terreno superficial de fundação, considerado com espessura de 3,0 m, e características extremamente heterogéneas, imperando os solos argilosos a margosos misturados com calcários, muito alterados.
- HR) Terreno rochoso, de espessura ilimitada, com características de rigidez e resistência bastante elevada quando comparada com a do terreno de fundação. Constituído por materiais grosseiros, de base calcários, por vezes bastante alterado.

A heterogeneidade do meio é muito elevada, ocorrendo ainda veios e depósitos de areia e de cascalho, que não foram considerados na formulação computacional por não terem uma ocorrência constante ao longo do muro. Note-se, a propósito, que a referida heterogeneidade é também verificada na espessura de cada um dos estratos ao longo do muro. A consideração de apenas dois materiais, TS e HR, e de uma espessura constante de TS (de 3.0 m) é uma opção que representa convenientemente uma envolvente da heterogeneidade.

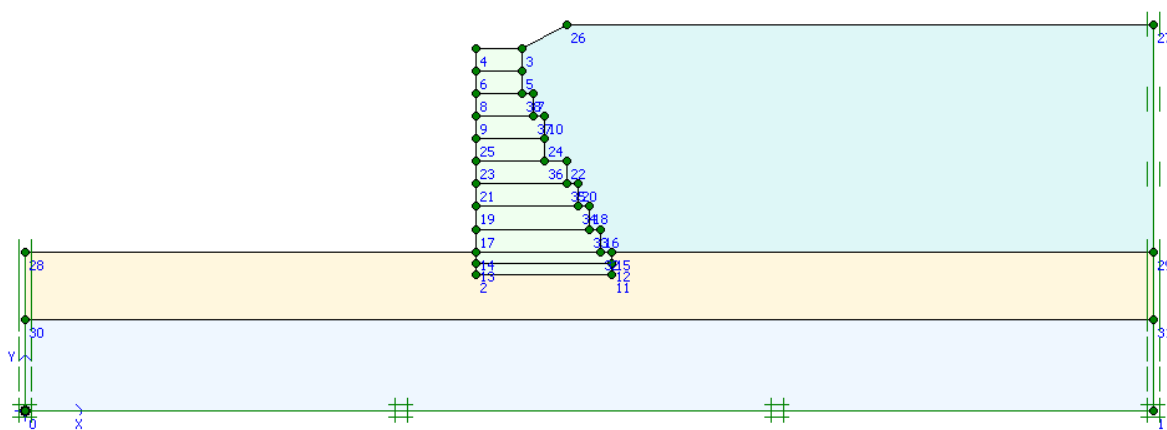


Fig. 32 – Modelo introduzido no *PLAXIS*

4.3.4 SIMULAÇÕES UTILIZADAS NO PARECER

Consideraram-se 6 tipos de cálculos e de simulações das condições geotécnicas cujos valores se apresentam neste quadro:

Tab. 12- Modelações no PLAXIS

Modelações									
		A	B	C	D	D'	D''	E	F
Parâmetros		Parâmetros de Projecto	Modelação mais realista	Aterro pior (Saturado)	Quebra na resistência da fundação			Componente elástica	Fundação "mais correcta"
	Aterro	γ (kN/m ³)	18	20	22	18	----	20	20
		ϕ (°)	33	30	26	33	-----	30	30
		c (Mpa)	0	-----	-----	0	-----	0	0
		E	10	-----	-----	10	-----	10	10
		ν	0,35	-----	-----	0,35	-----	0,35	0,35
	Fundação	γ (kN/m ³)	18	20	18	18	-----	20	20
		ϕ (°)	33	35	33	26	29	35	29
		c (Mpa)	0	-----	0	-----	-----	1000	50
		E	5	-----	5	-----	-----	5	5
		ν	0,35	-----	0,35	-----	-----	0,35	0,35
	Muro	γ (kN/m ³)	20	----	----	----	----	----	----
Resultados	$\delta_{H,m\acute{a}x}$ (cm)	21,9	24	27	27	22,7	∞	18	18,4
	Plastificação na base esquerda da sapata	SIM	SIM	SIM	SIM	SIM	Plastifica totalmente (não converge)	NÃO (apenas no aterro)	NÃO

$\delta_{H,m\acute{a}x}$ (cm) - deslocamento horizontal no topo do muro de gabiões.

No presente trabalho tem particular interesse analisar o conjunto de modelações da família D que corresponde à simulação do colapso por redução progressiva das características do terreno de fundação imediatamente abaixo da sapata, que pretende traduzir a redução de resistência dos terrenos argilosos e margosos por aumento do teor de humidade. Esta redução é um facto conhecido e pode atingir valores muito fortes ou seja reduções extremamente significativas. A redução em causa é a da tensão de corte resistente e, nestes solos, significa essencialmente, a redução da coesão (fenómeno químico) e muito pouco o atrito (fenómeno físico). Contudo, pode-se sempre atingir os mesmos objectivos de redução da resistência ao corte, através da redução do atrito, que foi o método aqui usado. Note-se ainda que os deslocamentos crescentes que se obtiveram, são para um valor constante do módulo E , ou seja, a variação representa a componente plástica.

Não menos importante, é a modelação C que visa simular um aterro em más condições mecânicas ou condições de saturação acentuadas. Desta modelação pode-se traçar um paralelismo em relação a uma

abordagem corrente na verificação e/ou cálculo do factor de segurança ao derrube ou deslizamento do muro, que é o aumento de carga gradual aplicada ao muro, impulso activo, até ao colapso.

Podem-se tirar algumas considerações de ambos os modelos descritos acima (C e D). Na modelação C, reduzindo as condições resistentes da fundação (atrito), progressivamente para 29, 26 e 20 graus, os deslocamentos aumentam e, para 20 graus, não há convergência ou seja, dá-se o colapso por afundamento da aresta e rotação sem limite do muro. A partir de um gráfico destes 3 valores, podia-se concluir que a instabilidade dar-se-ia para valores pouco inferiores a 22 ou 23 graus. Neste caso também, pode-se observar na figura 33 a predominância de pontos e linhas de rotura formadas no aterro que vão ao encontro do princípio da modelação que visa diminuir a capacidade do aterro através da redução do ângulo de atrito interno do aterro e consequente aumento de carga no muro. Observa-se mais uma vez a forte plastificação da base da sapata estando esta na origem do colapso.

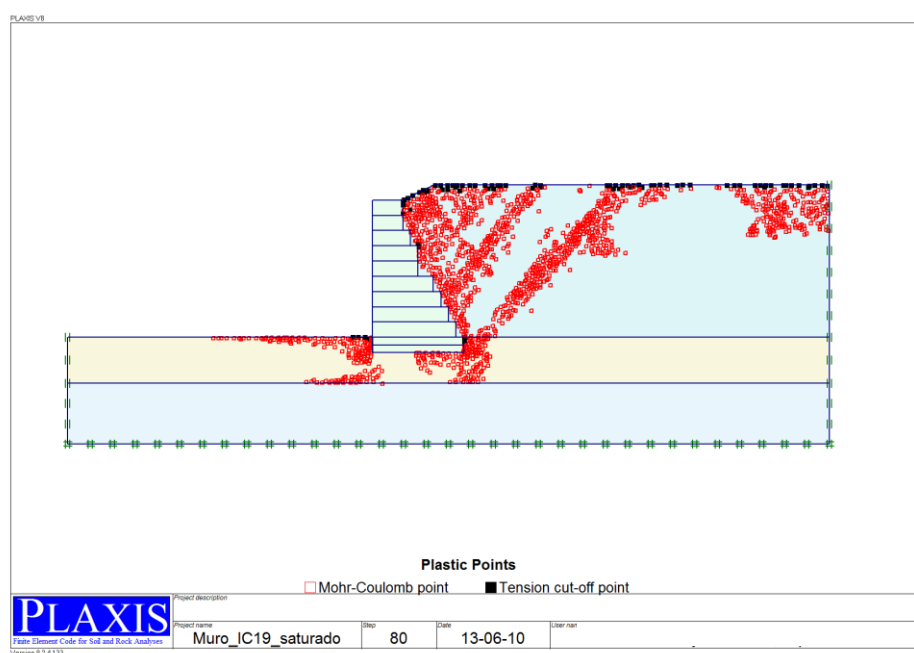


Fig. 33 – Pontos Plastificados na modelação C

Em relação à modelação D, utilizando uma baridade do aterro bastante superior e reduzindo a resistência intrínseca de 25%, ou seja uma situação consideravelmente crítica do aterro, o deslocamento aumenta de 23% (27 cm). A figura 34 refere-se à plastificação dos pontos segundo o critério de Mohr-Coulomb. É possível observar as linhas de rotura que se observam no aterro e fortes plastificações na base esquerda e direita da sapata devido à respectiva quebra nos valores de resistência do solo de fundação. Aliás, como se verifica da análise do círculo de Mohr as linhas de rotura têm ângulo de $\pi/4 + \phi/2$ que corresponde ao ângulo da linha de cedência no caso de estar submetido ao estado limite activo.

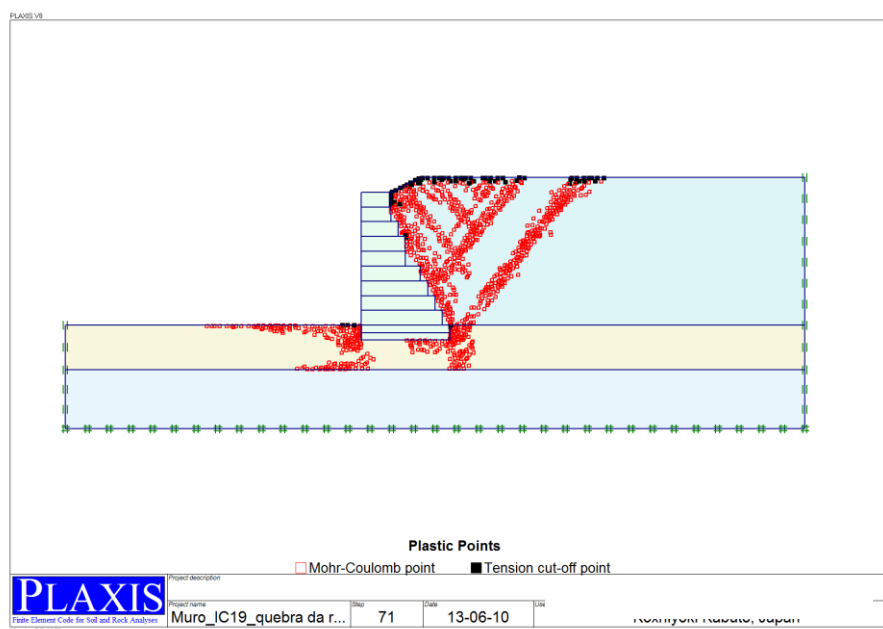


Fig. 34 – Pontos Plastificados na modelação D

4.3.5 CONCLUSÕES DO PARECER

As formulações utilizadas quer no projecto quer nos estudos que se seguiram, são normais, correntes e seguras mas não podem traduzir efeitos e fenómenos que se relacionam com plastificações, deformações excessivas ou instabilidade por rotação da base devido à plastificação do terreno de fundação. Fenómenos como a insegurança por deformação excessiva ou plastificação excessiva do terreno de fundação, nunca poderão ser detectados por aqueles modelos.

Nos modelos usados, conseguem-se detectar fenómenos relacionados com plastificações localizadas, progressivas, etc. assim, as simulações efectuadas permitiram concluir que:

1. O projecto está convenientemente seguro, apesar de considerar alguns parâmetros optimistas para o terreno de fundação e aterro. Mesmo usando parâmetros mais conservadores, a segurança mantém-se intacta.
2. Agravando o aterro de forma a simular uma redução das resistências e aumento da baridade relativamente aos considerados no projecto, para valores limite, a segurança mantém-se.
3. Contudo reduzindo as características mecânicas do terreno de fundação chegou-se a um estado de colapso da estrutura.

Assim, à luz destes resultados, a explicação mais evidente para explicar a avaria relaciona-se com a quebra de resistência do terreno de fundação, já depois de construído. Quebra da fundação que, dada à sensibilidade do solo á agua ser notória em terrenos argilosos e margosos, se tornou proeminente nas primeiras chuvas tal como foi registado.

5

APRESENTAÇÃO DO EXEMPLO DE ESTUDO

5.1. INTRODUÇÃO AO EXEMPLO DE ESTUDO

Com o intuito de estudar mais pormenorizadamente o tipo de avaria verificado no exemplo do capítulo anterior, *IC19*, e após analisar os pareceres e notas técnicas, foi proposto estudar o movimento de translação do ponto de rotação pois constata-se que a rotura da fundação se dá por afundamento da aresta mas, o “ponto de rotação de corpo rígido” não coincide com a aresta exterior, localizando-se consideravelmente mais para o interior. Deste facto resulta que o factor de segurança ao derrube por rotação de aresta - cálculo corrente para análise de estabilidade de muros, é efectivamente muito menor que o calculado pelos modelos da teoria dos impulsos. Através de um exemplo de estudo com algumas semelhanças de âmbito estrutural ao caso do *IC19* procurou-se simular a avaria e sua respectiva análise usando um software elasto-plástico *PLAXIS*. Decidiu-se modelar uma estrutura de gabiões suportando um aterro e fundada num terreno de fundação com parâmetros, portanto, similares ao muro do *IC19*, figura 35, porém com algumas particularidades, tais como: altura do muro de gabiões de 12 m de forma a enfatizar o peso do muro e com 1m enterrado no tardoz e na frente no maciço de fundação, atribuição de coesão à fundação no valor de 10 kPa, pois o terreno que, traduz a fundação, em condições de baixo teor de humidade, deve ter coesão e atrito. E, o aterro modelado em forças das quais, impulso activo admitindo o atrito solo-muro e as forças estabilizadoras em cada degrau do muro. Os muros de gabião são estruturas que sofrem deformações consideráveis devido ao facto de a sua rigidez não ser muito elevada. No entanto, para o caso em estudo, foi decidido modelar o muro como uma estrutura com grande rigidez de forma a que o efeito de deformação do muro não seja relevante nas análises efectuadas e se torne possível destrinçar os comportamentos do muro. A escolha de parâmetros para o muro visa simular o betão, tabela 13.

Tab. 13- Parâmetros utilizados no exemplo de estudo

Parâmetros					
	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kpa)	E (Mpa)	ν
Aterro	18	30	0	20	0,3
Fundação	18	33	10	5	0,3
Rocha	22	30	40	50	0,25
Muro	25	-	-	25000	0,2

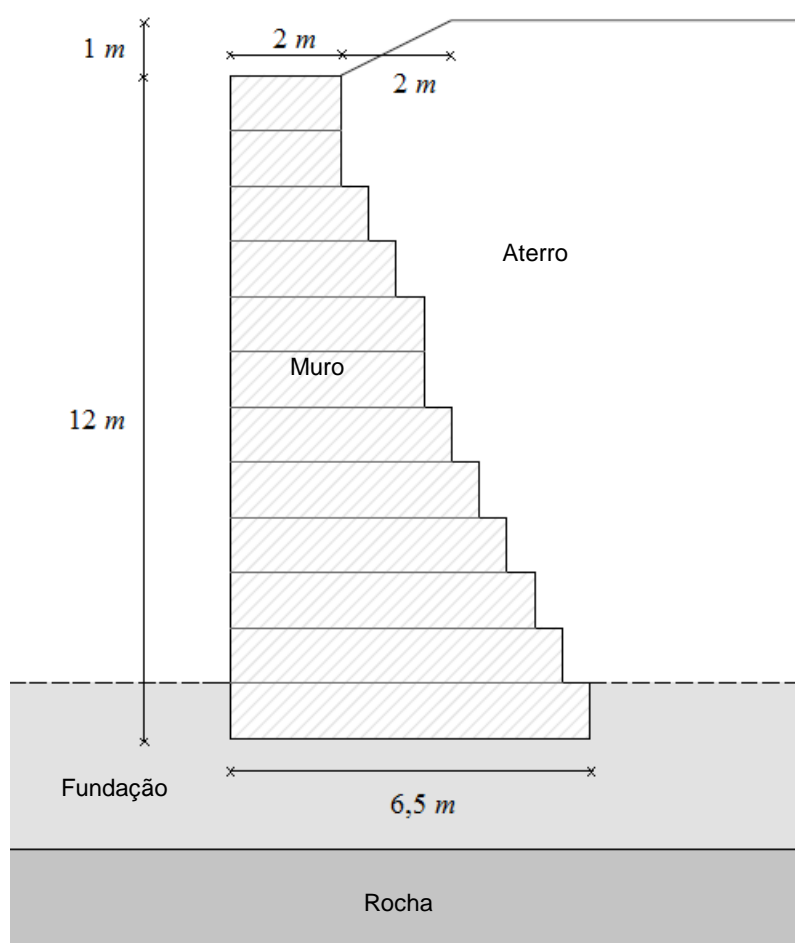


Fig. 35 – Esquema do modelo idealizado

5.2. ABORDAGEM SEGUIDA

É bem conhecido no mundo da engenharia, civil em particular, o conceito de factor de segurança, bem como as duas abordagens diferentes que permitem chegar aos seus valores: reduzir os parâmetros das

resistências mecânicas ou aumentar o nível de carga aplicada ao sistema, em ambas até o colapso ocorrer. Neste estudo recorreu-se a ambas, partindo da mesma situação inicial acima descrita com o objectivo de analisar e interpretar os diferentes valores obtidos.

1. O **Método 1** simboliza a cadeia de simulações que abordam o tema diminuindo as características resistentes do maciço de fundação.
2. O **Método 2** aborda o problema aumentando a força que simula um aterro em más condições.

As primeiras tentativas da modelação no programa *PLAXIS* revelaram-se de difícil leitura e resultados pouco congruentes, pois após modelação do aterro em malha de elementos no software, constataram-se alguns problemas nas deformações apresentadas pelo programa, ou seja, as deformações não revelaram comportamento crescente em função da degradação crescente da coesão e ângulo de atrito do solo de fundação. Efeito que se deve à elevada interacção aterro-fundação e portanto, originou uma elevada dificuldade de separação dos efeitos da interface aterro-fundação do verdadeiro propósito do presente trabalho. A tabela 14 resultante desta tentativa apresenta-se a seguir:

Tab. 14- Modelação do aterro em malha de elementos

		Modelações					
		M1	M2	M3	M4	M5	M6
Parâmetros	lv	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
	γ (kN/m ³)	18	18	18	18	18	18
	ϕ (°)	33	30,56	28,42	26,54	24,88	23,41
	c (Kpa)	10	9,09	8,33	7,69	7,14	6,67
	E	5	5	5	5	5	5
	v	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Resultados	$\delta_{H,máx}$ (cm) (A)	38,1	40,8	26,2	27,2	28,2	52
	$\delta_{H,máx}$ (cm) (B)	8,4	9,4	6,1	6,2	6,3	12,9
	$\delta_{H,máx}$ (cm) (C)	8,4	9,4	6,1	6,2	6,3	12,9

De forma a contornar o problema decidiu-se modelar o aterro com um artifício, através de forças de aplicação directamente no paramento do muro, ou seja, a sua resultante de forças.

5.3. CÁLCULO DE FORÇAS E IMPULSOS

A solução do impulso activo utilizado para a simulação do efeito do aterro no muro baseia-se na teoria de Rankine estendida à teoria de Boussinesq que permite a presença de atrito solo-paramento no cálculo das pressões correspondentes aos estados limite activo e passivo que favorece a estabilidade do muro. A existência de forças de atrito na interface do aterro-muro faz com que junto ao muro as direcções das tensões principais deixem de ser horizontais e verticais, isto é, aquelas forças provocam a rotação das tensões principais em relação às respectivas posições iniciais. Esta rotação das tensões principais vai diminuindo com o afastamento em relação ao paramento, deixando de se verificar em pontos situados a uma distância do paramento superior a um certo valor limite. De facto, quando o muro se afasta do solo e este evolui no sentido do estado activo, o maciço atrás do paramento tende a descer em relação a este. Podendo mobilizar-se as tensões tangenciais entre eles, as tensões daquele

tipo que o solo aplica sobre o paramento são dirigidas para baixo, logo o impulso activo actua inclinado para cima em relação à normal de um ângulo δ , o que representa a força directamente oposta ao impulso activo, força que o paramento transmite ao solo. No caso presente considerou-se um atrito entre solo-muro δ de $2/3$ do ângulo de atrito do solo, ϕ' , já que apesar de o exercício simular um muro de gabiões, as suas características foram aproximadas às do betão de forma a que o peso do muro tenha proeminência nos efeitos estudados. Então, o valor de δ , atendendo às características do muro e considerando a existência de um geotextil no tardo do muro, é de $\delta = 20^\circ$ determinando assim, a direcção do impulso activo do solo no muro. A determinação do valor do coeficiente de impulso activo K_a foi conseguida com o uso das tabelas Caquot-Kérisel, tabelas que permitem a obtenção rápida de K_a através de quadros com 4 entradas das quais: ângulo do terrapleno β , ângulo de atrito ϕ , ângulo do muro com a vertical λ e o, já referido anteriormente, ângulo de atrito muro-aterro δ . Após introdução do “input” requerido pelas tabelas foi devolvido o valor de $K_a = 0,3$. Considerou-se ainda, como uma sobrecarga o metro de aterro localizado acima do muro de gabiões sendo o seu valor $q = 18 \text{ kN/m}^2$ por metro linear de desenvolvimento. A equação genérica que determina o valor do impulso activo é:

$$I_a = (q \cdot z + \gamma \cdot 0,5 \cdot z^2) \cdot K_a \quad (23)$$

Após determinação do impulso activo é possível calcular cada componente vertical e horizontal do impulso através de δ :

$$I_{ah} = I_a \cdot \cos(\delta) \quad (24)$$

$$I_{av} = I_a \cdot \sin(\delta) \quad (25)$$

Como está apresentado na figura 36, o modelo considera a existência de um paramento vertical fictício onde está aplicado o impulso activo e uma porção de aterro estabilizadora que conduz às forças verticais nos degraus. O ponto de aplicação do impulso activo, I_a , é resultado do cálculo com analogia aos centros de massa entre a resultante do rectângulo de pressões relativo à sobrecarga, I_{aq} , e a resultante do triângulo de pressões relativo aos 11 m de aterro, I_{at} , e tem o valor de $4,95 \text{ m}$ em relação à base do muro.

Tab. 15- Valores do impulso activo e componentes

	kN/m
I_a	386,1
I_{ah}	362,8
I_{av}	132,1

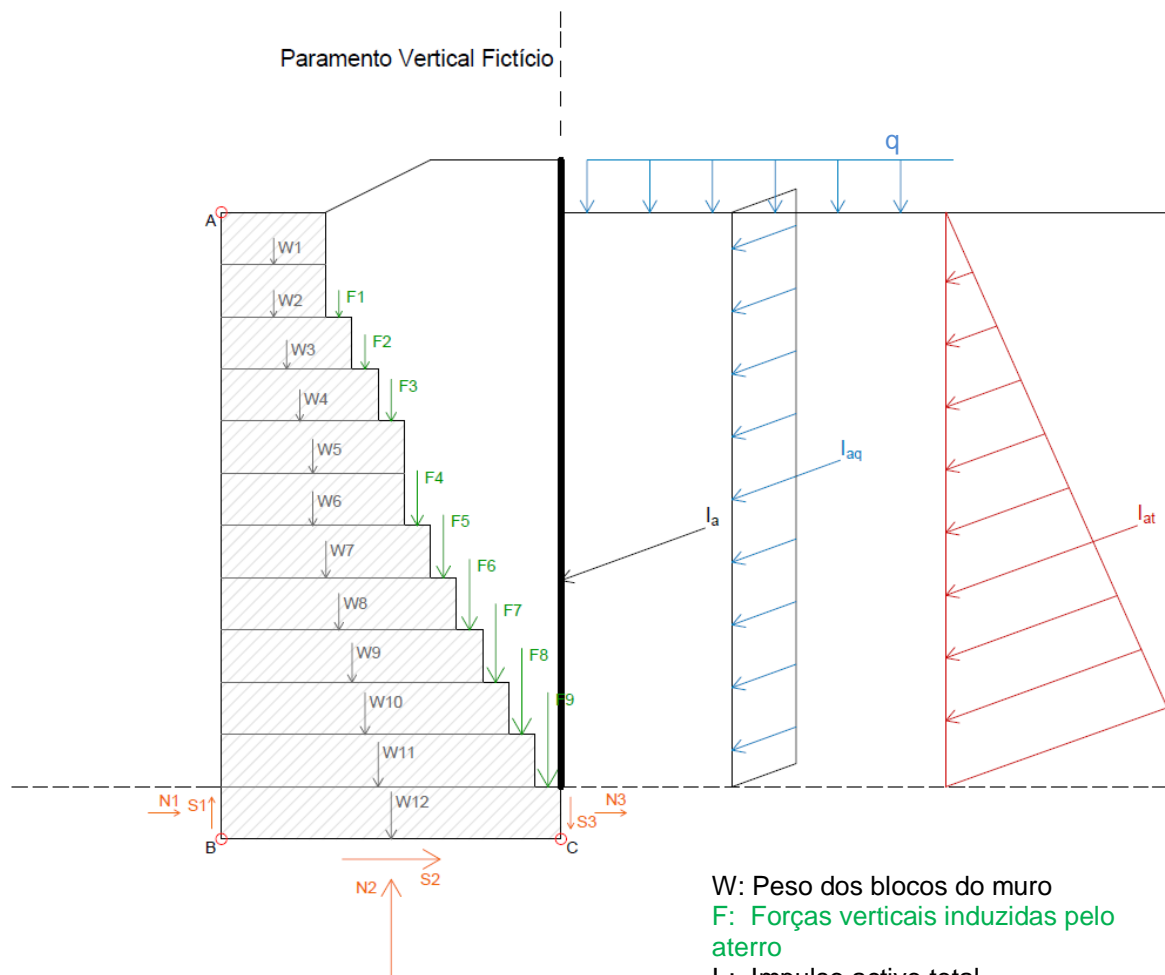


Fig. 36 – Esquema de forças actuantes

W: Peso dos blocos do muro
F: Forças verticais induzidas pelo aterro
 I_a : Impulso activo total
 I_{aq} : Impulso activo provocado pela sobrecarga q
 I_{at} : Impulso activo provocado pelo aterro
N: Forças normais efectivas
S: Forças tangenciais

As forças verticais produzidas pelo aterro foram interpretadas como forças distribuídas exercidas em cada degrau do muro sendo, como é lógico crescente para os degraus mais próximos da base já que suportam maior altura de aterro, tabela 16. As forças verticais resultantes da acção do peso dos blocos do muro de gabiões bem como o centro de gravidade de cada parcela de bloco são apresentadas na tabela a seguir na tabela 17, tomando como centro do referencial o ponto esquerdo da aresta da base do muro.

Tab. 16- Forças verticais induzidas pelo aterro

	kN/m ²	kN/m	Xg (m)
F1	38,25	19,125	2,25
F2	60,75	30,375	2,75
F3	83,25	41,625	3,25
F4	123,75	61,875	3,75
F5	144	72	4,25
F6	162	81	4,75
F7	180	90	5,25
F8	198	99	5,75
F9	216	108	6,25

Tab. 17- Forças verticais induzidas pelos blocos do muro

Bloco	F(kN/m)	Xg (m)
W1	50	1
W2	50	1
W3	62,5	1,25
W4	75	1,5
W5	87,5	1,75
W6	87,5	1,75
W7	100	2
W8	112,5	2,25
W9	125	2,5
W10	137,5	2,75
W11	150	3
W12	162,5	3,25

Por fim como se verifica na figura 36 são contempladas as tensões normais (N1, N2 e N3) e de corte (S1, S2 e S3) nas facetas da base do muro, arestas em contacto com o solo de fundação. Estas tensões têm valores diferentes em cada simulação e são função das modificações impostas em cada método.

5.4. ESTADOS LIMITE

O projecto de estruturas em geral visa a estabelecer segurança contra a rotura e contra a deformação excessiva. Em projecto são utilizados, então, estados limite a fim de estabelecer esta segurança. Os estados limite são definidos como estados além dos quais a estrutura não satisfaz mais os requisitos de estabilidade e utilização impostos pelo projecto. Estes estados limite são classificados em:

1. Estado limite último: define o ponto a partir do qual ocorre a ruína da estrutura de contenção, quer por rotura do maciço, quer por rotura dos elementos que constituem a própria estrutura.
2. Estado limite de utilização: define o ponto de máxima deformação aceitável, em termos de utilização, tanto para a estrutura, quanto para o solo. A segurança da estrutura de contenção pode ser definida genericamente como a “distância mínima” que a estrutura se encontra desses estados limite. Normalmente esta segurança é expressa em termos de coeficientes adimensionais que relacionam o

estado actual da estrutura aos estados limite. Há duas formas gerais de se estabelecer estes coeficientes de segurança:

1. Coeficientes de segurança global: os estados limite são determinados com base nos parâmetros reais de resistência e de solicitação do conjunto, e os coeficientes de segurança são definidos como a relação entre a resistência total disponível contra uma dada condição de colapso e a resistência efectivamente mobilizada para se opor a esta condição. Os valores mínimos dos coeficientes de segurança global a serem satisfeitos pela estrutura são definidos com base na prática de projecto.
2. Coeficientes de segurança parcial: aos parâmetros de resistência e de solicitação são aplicados coeficientes de segurança no sentido de minorar (no caso da resistência) ou majorar (no caso da solicitação) seus valores. Os estados limite obtidos com a utilização destes parâmetros modificados são impostos como condição limite para o estado actual da estrutura. Os valores dos coeficientes de segurança parcial são estabelecidos com base em estudos estatísticos da dispersão dos valores dos parâmetros a que são aplicados. No caso do projecto de estruturas de contenção, os coeficientes de segurança global são tradicionalmente mais utilizados. No entanto, a utilização de coeficientes de segurança parcial tem aumentado, e muitos países têm adoptado este tipo de análise nos seus códigos de projecto.

5.4.1. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

5.4.1.1. Método 1

Como foi referido anteriormente, a ordem de trabalhos incidiu sobre o estudo do afundamento da aresta exterior do muro e consequente movimento do ponto de rotação contemplado na teoria clássica. De forma a estudar o efeito foi proposto analisar o problema de uma perspectiva de perda das características mecânicas iniciais gradual, método 1, com o objectivo de correlacionar a posição do ponto de rotação com a queda dos parâmetros resistentes da fundação. Procedeu-se a um conjunto de simulações elasto-plásticas até ao colapso (8) fazendo diminuir a coesão e ângulo de atrito da fundação com quebras acumuladas de 10% em cada simulação relativamente à primeira simulação e registaram-se as deformações totais dos pontos de controlo do muro, sendo I_v o índice de variação.

Tab. 18- Modelações PLAXIS no método 1

Modelações no Plaxis								
	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
I_v	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
Fundação	γ (kN/m ³)	18	18	18	18	18	18	18
	ϕ (°)	33	30,56	28,42	26,54	24,88	23,41	20,91
	c (Kpa)	10	9,09	8,33	7,69	7,14	6,67	5,88
	E (Mpa)	5	5	5	5	5	5	5
	ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3

$$C_i = \frac{C_1}{I_{v_i}} \quad (26)$$

$$\phi = \arctan\left(\frac{\tan(\phi_1)}{I_{v_i}}\right) \quad (27)$$

Repare-se que o conceito de índice de variação, I_v , introduzido tem aproximação e base teórica no FS_3 desenvolvidos no capítulo 3.4.4. Sendo que, na última modelação, quando ocorre o colapso o coeficiente de variação tem o mesmo valor que o FS_3 .

O problema residia no facto de que apenas a deformação plástica é realmente importante já que a deformação elástica é restituída no instante zero. Para ultrapassar este problema elaborou-se outra bateria de simulações em paralelo atribuindo à fundação uma coesão anormalmente elevada no valor de 1000 kPa, tabela 19, mantendo todos os outros parâmetros constantes, que na prática dá uma boa aproximação da componente elástica da deformação da estrutura já que a coesão é um parâmetro plástico.

Após registo dos deslocamentos dos pontos de controlo A, B, e C, já estipulados na figura 36, procedeu-se à subtracção directa, Anexo A, Quadro 1.

Tab. 19- Modelações elásticas no *PLAXIS* no método 1

Modelações no Plaxis								
	M1 elast	M2 elast	M3 elast	M4 elast	M5 elast	M6 elast	M7 elast	M8 elast
I_v	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
γ (kN/m ³)	18	18	18	18	18	18	18	18
ϕ (°)	33	30,56	28,42	26,54	24,88	23,41	22,09	20,91
c (Kpa)	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
E (Mpa)	5	5	5	5	5	5	5	5
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3

Na fase de obtenção do ponto de rotação de cada modelação, considerou-se o muro como um corpo rígido e desenharam-se duas rectas perpendiculares aos vectores deformação plástica de dois dos pontos de controlo (B e C), sendo a intersecção dessas duas rectas a posição do ponto de rotação, figura 37.

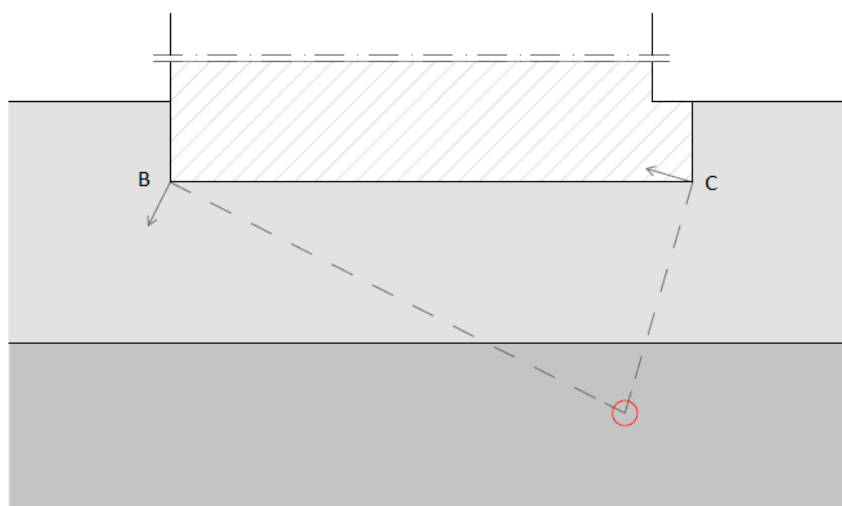


Fig. 37 – Exemplo do procedimento da localização do ponto de rotação

Foi repetido o procedimento de localização do ponto de rotação, figura 37, em todas as 7 modelações obtendo-se as coordenadas do ponto de rotação em metros considerando o ponto B com coordenadas (0,0). Como se observa na tabela 20, o ponto de rotação, para o qual se dá o colapso da fundação, não foi calculado pois o programa não converge para um resultado devido à rotura do solo de fundação.

Tab. 20- Pontos de rotação para cada modelação do método 1

		Ux	Uy
lv	1	5,656	-2,807
	1,1	5,426	-2,728
	1,2	5,307	-2,749
	1,3	5,223	-2,878
	1,4	5,187	-3,080
	1,5	5,187	-3,514
	1,6	5,207	-4,933

De forma a completar o cálculo das forças contempladas no modelo geral para cálculo final do factor de segurança em cada modelação, faltam as forças actuantes na base do muro, ou seja, as tensões normais efectivas e as tensões de corte, Anexo A, Quadro 2. De facto, este procedimento de inclusão destas forças será outra novidade em relação ao modelo clássico de cálculo, já que o ponto de rotação não está posicionado no vértice esquerdo da base do muro. A obtenção destas forças e correspondentes pontos de aplicação foram conseguidas a partir do programa *PLAXIS* que permite a análise de deformações e tensões numa determinada secção transversal do modelo “cross-section”.

A partir deste momento já se dispõem de todos os dados necessários para o cálculo do factor de segurança clássico, ou seja, as forças contempladas no modelo proposto e os respectivos pontos de aplicação são conhecidos. Propôs-se o cálculo do factor de segurança para cada modelação pela equação 19 com a respectiva correcção da localização do ponto de rotação, cujas tensões normais e de corte instaladas na base e posição do centro de rotação do muro eram diferentes para cada modelação, mantendo as restantes forças que actuam no muro constantes, nomeadamente, as forças provocadas pelo peso do muro, as forças verticais e o impulso activo, Anexo A, Quadro 7.

Tab. 21- Valores dos factores de segurança obtidos no método 1

		lv					
	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6
FS	2,136	2,003	1,949	1,879	1,813	1,785	1,764

Além dos factores de segurança ao derrube calculados pela equação 19, FS_1 , será interessante analisar outra forma de obter o FS através do Método dos Elementos Finitos utilizando o software *PLAXIS* usando a metodologia da minoração dos parâmetros resistentes, ou seja, a relação entre a tangente do ângulo de atrito e a coesão iniciais do solo de fundação com a tangente do ângulo de atrito e a coesão finais de colapso, respectivamente. Este factor de segurança é numericamente igual ao coeficiente de variação para a modelação na qual ocorre colapso, $lv_8 = FS_3 = 1.7$

As figuras que se seguem correspondem aos pontos plastificados da fundação para a primeira e ultima modelação, na qual ocorre o colapso. Podem-se observar as enormes diferenças de plastificação da

base da sapata, já que na figura 38 constam algumas plastificações normais decorrentes da acção do muro e do aterro. Já na figura 39 constata-se uma plastificação massiva da fundação não só apenas à direita e à esquerda mas sim na base e a alguma distância na frente do muro, dando origem ao colapso da própria fundação, explicada pelo decréscimo dos factores resistentes impostos ao solo de fundação.

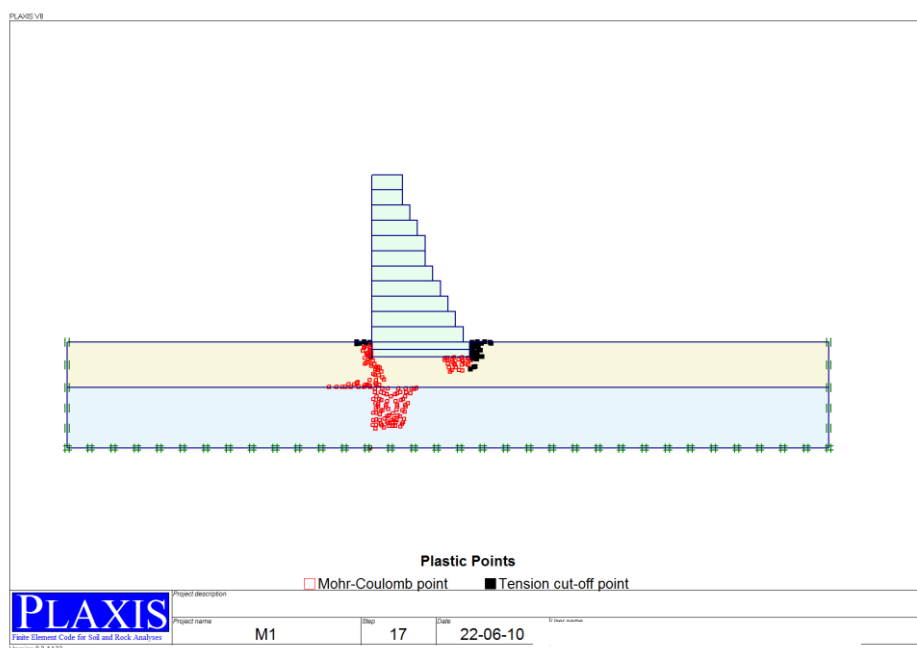


Fig. 38 – Plastificação de pontos na primeira modelação para o método 1

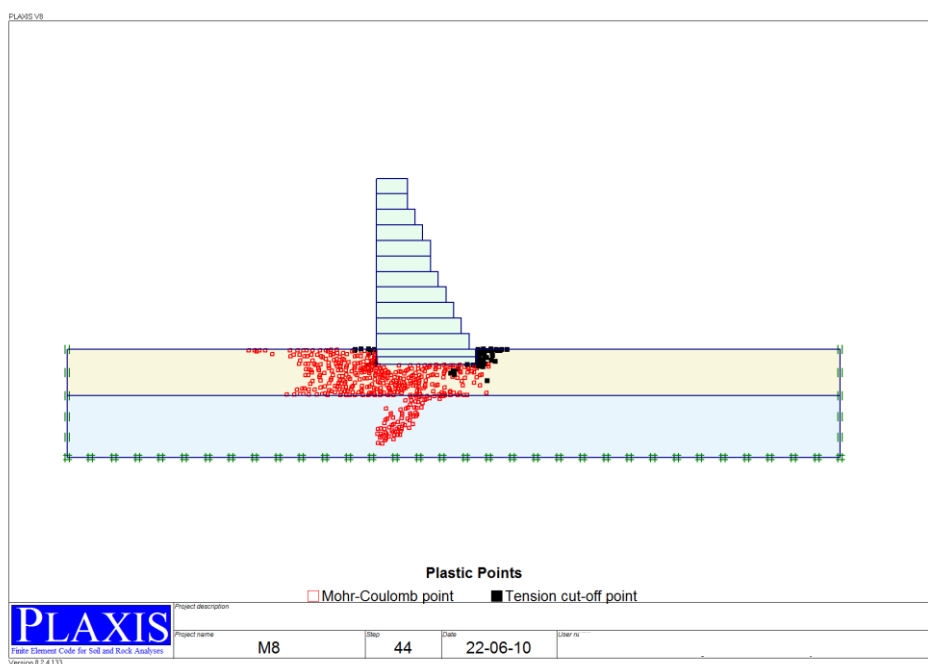


Fig. 39 – Plastificação de pontos na última modelação para o método 1

5.4.1.2. Método 2

O método 2, como adiantado anteriormente, aborda o problema de outra forma, ou seja, mantém os parâmetros resistentes da fundação constantes ao longo das simulações e impõe um aumento de carga aplicado ao muro gradual, até ao colapso. Assim, apesar do método 2 ter diferenças de raiz em relação ao método 1, o seguimento dos trabalhos é semelhante e o ponto de partida o mesmo. Procedeu-se a uma bateria de simulações elasto-plásticas até ao colapso (13), Anexo A, Quadro 3, introduzindo um incremento proporcional de 10% acumulado em cada simulação em relação à primeira. Nesta análise considerou-se um aumento proporcional igual em ambas as componentes do impulso activo I_{ah} e I_{av} . Este assunto gera algum espaço para discussão já que nos métodos clássicos de análise e estado limite, a componente horizontal do impulso activo tem efeito instabilizador na estrutura e, a componente vertical tem efeito estabilizador o que nem sempre será verdade já que neste processo o ponto de rotação não figurará na posição preconizada no modelo de cálculo clássico. Em certos casos de elevada incerteza e variância nos parâmetros recomenda-se incrementar apenas a componente instabilizadora de forma a obter resultados mais conservadores.

$$I_{ah}^i = I_{ah}^1 \cdot I_{Vi} \quad (28)$$

$$I_{av}^i = I_{av}^1 \cdot I_{Vi} \quad (29)$$

Assim como no método 1, aqui também, foi necessário obter as deformações elásticas através da modelação para de uma fundação com valor elevado de coesão, Anexo A, Quadro 4, e retirou-se as respectivas deformações plásticas dos pontos de controlo A, B e C através do artifício da subtracção das deformações elásticas às deformações totais obtidas no programa elasto-plástico, Anexo A, Quadro 5.

Usando o mesmo procedimento das perpendiculares aos vectores deformação, figura 33, obtiveram-se os seguintes pontos de rotação:

Tab. 22- Pontos de rotação para o método 2

		Ux	Uy
	1	5,6557	-2,8707
	1,1	5,5663	-3,3398
	1,2	5,4412	-3,7647
	1,3	5,3515	-4,1297
	1,4	5,3786	-4,6102
lv	1,5	5,2963	-5,0384
	1,6	5,2197	-5,3604
	1,7	5,1575	-5,6206
	1,8	5,0331	-5,7985
	1,9	4,8639	-5,8945
	2,0	4,6802	-5,9290
	2,1	4,4802	-5,8662

Pela observação da tabela 22 verifica-se uma diminuição gradual da distância o ponto de rotação à aresta esquerda da base do muro. E, também gradual, uma translação na vertical da posição do ponto de rotação no sentido descendente.

Em posse de todos os dados, procedeu-se ao cálculo do factor de segurança para cada modelação, Anexo A, Quadro 8. Tal como no método 1, foi necessário proceder à obtenção das tensões de corte e normais efectivas para a base do muro nas diferentes simulações e respectivas posições dos pontos de aplicação, Anexo A, quadro 6. As restantes forças são constantes ao longo das 12 simulações com excepção óbvia do impulso activo.

Tab. 23- Valores dos factores de segurança para o método 2

Iv												
1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,1	
FS	2,134	2,069	2,014	1,962	1,923	1,878	1,836	1,798	1,768	1,732	1,694	1,639

Além destes factores de segurança ao derrube calculados pelo modelo clássico FS_I será interessante analisar outra forma de obter o FS através do Método dos Elementos Finitos utilizando o software *PLAXIS* usando a metodologia da majoração das acções que neste caso relaciona a força do impulso activo inicial com a força do impulso activo que provoca o colapso. Este factor de segurança tem relação indirecta com o FS_3 já que relaciona o impulso final com o inicial e é numericamente igual ao coeficiente de variação para a modelação na qual ocorre colapso, $I_{V13}=2,2$.

Na figura 36 também se podem observar as plastificações desenvolvidas na fundação para a modelação em que ocorre rotura. Denota-se mais uma vez massificação dos pontos de rotura pelo critério Mohr-Coulomb e os pontos de rotura por tracção na aresta direita da base do muro. A modelação correspondente ao I_v de 1 não está representada por ser a mesma do método anterior figura 38.

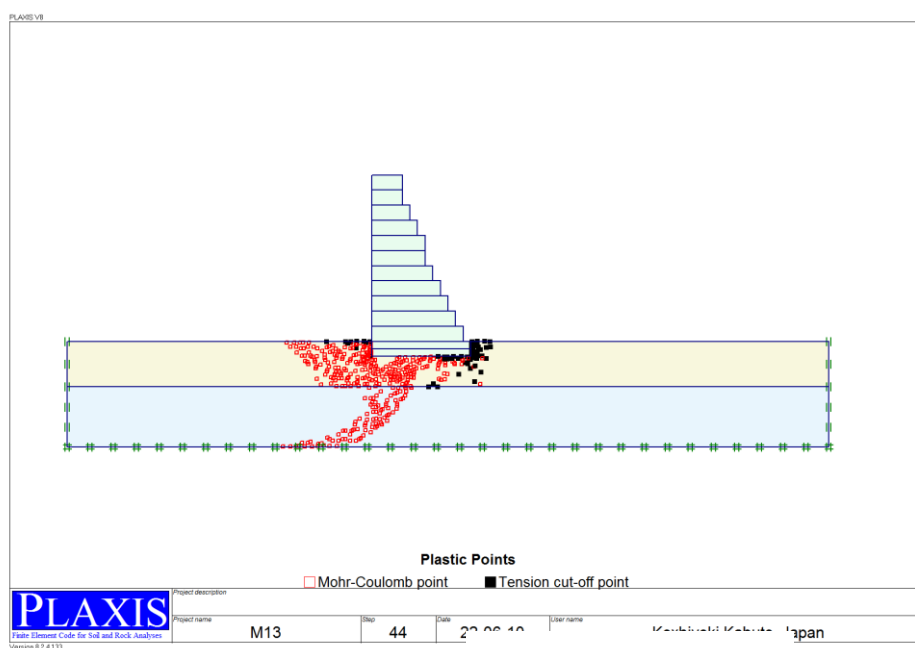


Fig. 40 – Plastificação de pontos na última modelação para o método 2

5.4.1.3. Análise clássica utilizando o GAWAC

Este subcapítulo visa comparar as soluções obtidas no programa *GAWAC* com as soluções anteriores calculadas pelo modelo clássico com a respectiva translação do ponto de rotação conseguido através das duas abordagens (Método 1 e 2). O modelo introduzido no *GAWAC* tem a mesma geometria e dados de input utilizados no modelo do programa *PLAXIS*. De facto, como se observa na figura 38 foi necessário criar uma camada de 1 m de aterro com as características do solo de fundação junto à base da fundação de forma a simular a camada de fundação na qual a base do muro está enterrada. Este artifício criado da camada de 1 m deve-se ao facto de o *GAWAC* ser rígido quanto à introdução de geometrias no programa que saiam da regra base dos modelos comuns.

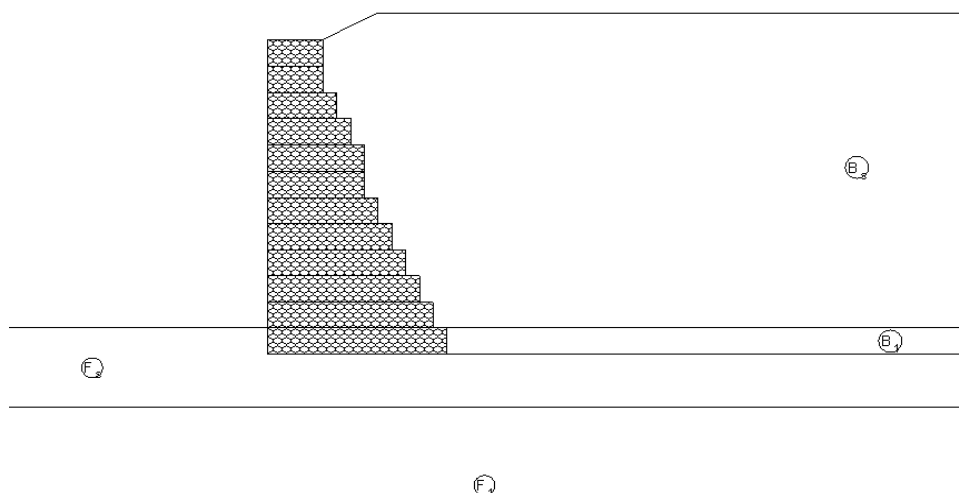


Fig. 41 – Modelo introduzido no programa GAWAC

Relativamente ao método 1 não houve problemas em executar o procedimento da redução das características do B_1 e F_s de forma linear, e igual ao que já foi feito para o *PLAXIS*. No entanto, a utilização do método 2 para o *GAWAC* revelou-se mais problemático pois não é possível impor um aumento linear do impulso activo já que o programa não permite a manipulação através de um sistema de forças simplificado. Optou-se então, de forma expedita, diminuir o ângulo de atrito do aterro gradualmente de forma a aumentar o impulso activo actuante no muro. No entanto, a diminuição do ângulo de atrito tinha que ser congruente com o aumento linear de impulso activo introduzido no *PLAXIS*. De forma a contornar o problema procedeu-se ao cálculo do coeficiente de impulso activo para cada impulso activo introduzido no *PLAXIS* pela equação 23. Através do uso das tabelas de Caquot Kérisel (C-K) retirou-se o respectivo ângulo de atrito do aterro para cada coeficiente de impulso activo, ou seja, para cada I_v . Contudo este raciocínio necessitou de uma afinação para cada modelação no que respeita ao ângulo de atrito solo-muro. O valor admitido na modelação no *PLAXIS* foi de $2/3$ do ângulo de atrito do aterro, o que corresponde a um valor constante de 20° . Ora, no *GAWAC*, para cada modelação, o valor do ângulo de atrito solo-muro terá um valor diferente função do ângulo de atrito do aterro utilizado. Este facto precipitou para uma regulação do ângulo de atrito solo-muro em paralelo com a mudança do ângulo de atrito do aterro de forma a manter o seu valor constante de 20° . A tabela 24 apresenta de forma sucinta o raciocínio.

Tab. 24- Obtenção do atrito solo-muro no tardo do muro

lv	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,1
K_a	0,30	0,33	0,36	0,39	0,42	0,45	0,48	0,51	0,54	0,57	0,60	0,63
ϕ' C-K	30,00	27,50	25,00	23,13	21,25	19,38	18,00	16,50	15,00	13,75	12,50	11,25
$1-\delta/\phi'$ (%)	33,33	27,27	20,00	13,51	5,88	-3,23	-11,11	-21,21	-33,33	-45,45	-60,00	-77,78

No método 1, que contempla a diminuição dos parâmetros resistentes, teoricamente o factor de segurança deveria ter um valor constante, já que a variação dos valores da coesão e ângulo de atrito não influem no modelo de forças clássico utilizado no cálculo contra o derrube. No entanto, verifica-se uma pequena variação dado que existe o impulso passivo e activo actuantes na parte do muro que está enterrada no solo de fundação. Este fenómeno, como se pode verificar pelos valores do FS na tabela 25, não tem influência predominante.

Tab. 25- Valores dos factores de segurança dos dois métodos

lv	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1
Método 1	2,318	2,325	2,332	2,34	2,346	2,348	2,352	-	-	-	-	-
Método 2	2,318	2,216	2,137	2,083	2,027	1,982	1,941	1,911	1,874	1,848	1,832	1,819

5.4.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

De seguida são apresentados os gráficos divididos pelas abordagens utilizadas, ou seja, os já anteriormente referenciados método 1 e 2. Para cada um dos gráficos está contido um dos objectivos finais deste trabalho, que visa comparar os factores de segurança obtidos pelo método clássico de cálculo ao derrube que preconiza a estaticidade do ponto de rotação do muro com o programa *GAWAC* com os factores de segurança obtidos pelo cálculo clássico ao derrube através do respectivo calculo em paralelo da localização dos pontos de rotação com o software elasto-plástico *PLAXIS*.

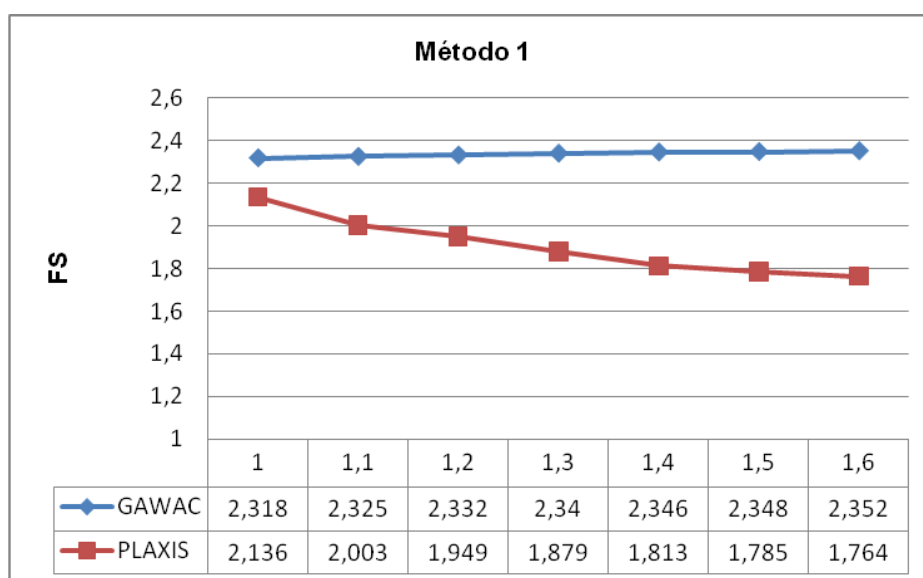


Fig. 42 – Gráfico dos Factores de Segurança obtidos para o método 1

Como se pode observar na figura 42, o GAWAC fornece um valor relativamente constante do factor de segurança ao derrube. O facto do GAWAC não devolver um factor de segurança constante, como seria expectável, deve-se ao facto da existência da camada de solo de fundação na qual está enterrado 1 metro do muro de gabiões, que origina impulsos passivos e activos, respectivamente, na frente e no tardoz do muro. Estes impulsos alteram-se à medida que se variam as propriedades do solo o que origina os pequenos desfasamentos do factor de segurança ao longo das fases. Contudo, pode afirmar-se que o modelo clássico de análise ao derrube devolve o mesmo factor de segurança independente das características do solo de fundação. De facto, esta constatação vem ao encontro da problemática que o presente trabalho visa responder, o GAWAC não tem em consideração o afundamento da aresta exterior do muro, que é tanto maior quanto menores forem os parâmetros resistentes do solo de fundação. Ora, este afundamento faz então variar a localização do ponto de rotação do muro que conduz a factores de segurança menores como se pode verificar analisando a curva dos factores de segurança através do uso do PLAXIS, de facto verifica-se um distanciamento cada vez maior entre os respectivos valores à medida que se degradam as características mecânicas do solo de fundação. Na modelação imediatamente antes do colapso verifica-se um afastamento de cerca de 0,6 dos factores de segurança, valor de grande significado.

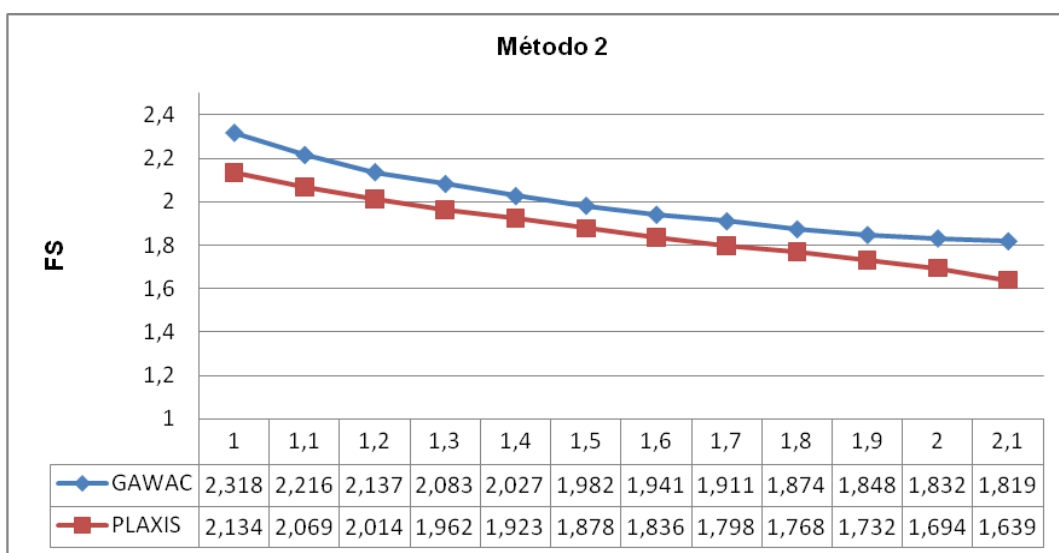


Fig. 43 – Gráfico dos Factores de Segurança obtidos para o método 2

Na abordagem ao método 2, o distanciamento é relativamente constante desde a primeira modelação à modelação imediatamente antes do colapso. De facto, para esta situação, o erro inerente ao modelo clássico já não tem predominância na localização do factor de segurança já que não se realizam aumentos da deformabilidade do solo de fundação e assim o afundamento da aresta não se dá apenas pela mesma degradação mas sim pelo aumento linear do impulso activo igualmente imposto e proporcional em ambos os programas GAWAC e PLAXIS.

É, também pertinente discutir o facto de o colapso da estrutura dar-se antes do factor de segurança ao derrube ter um valor menor que a unidade em ambos os métodos. Esta constatação encontra justificação no facto de o colapso, observado para valores $I_v=1,7$ e $I_v=2,2$ para os métodos 1 e 2 respectivamente, ocorrer por deslizamento.

5.4.3. ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Neste capítulo procurou-se analisar o nível de deformação plástica registada no ponto superior esquerdo do muro, ponto A, figura 37 em cada modelação. Procura-se perceber a variação dessa crescente deformação “versus” a progressão de cada método. A figura 44 seguinte visa relacionar o coeficiente de variação I_v com as componentes de deformação plástica vertical e horizontal para o método 1.

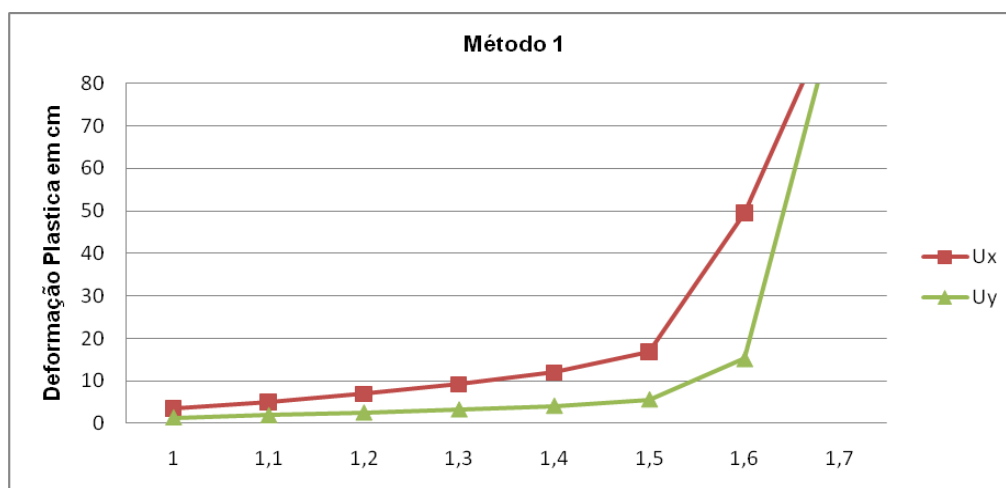


Fig. 44 – Gráfico das deformações para o método 1

Tab. 26- Deformações das componentes em função da modelação no método 1

I_v	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
U_x	3,48	5,06	6,93	9,20	11,95	16,78	49,49	∞
U_y	1,32	1,86	2,49	3,23	4,11	5,61	15,22	∞

Como se pode verificar no gráfico há uma crescente deformação acelerada ao longo das simulações. Pode-se constatar na tabela 26 que para um I_v de 1,4, ou seja, uma redução de 40% das características resistentes da fundação há um aumento de 8,47 cm na direcção horizontal e 2,79 cm na direcção vertical que corresponde a aumentos de 243% e 211%, respectivamente.

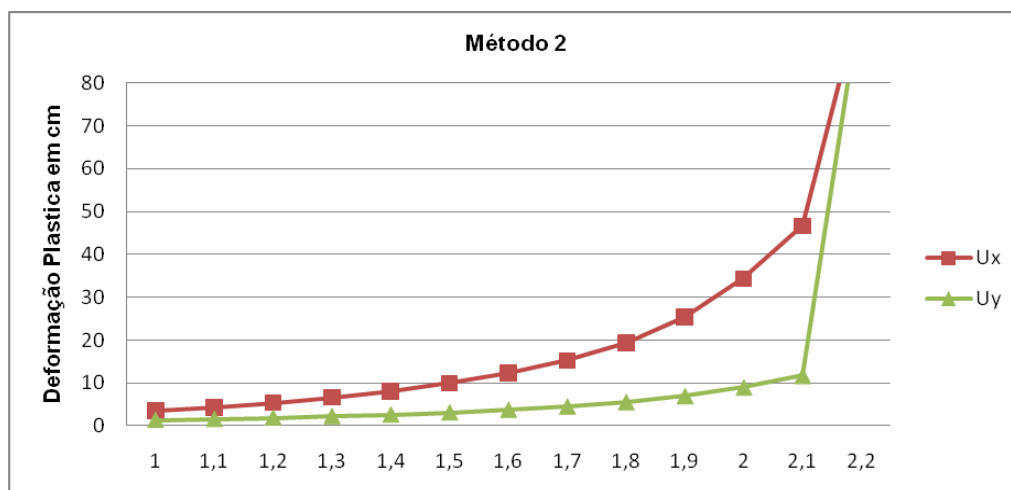


Fig. 45 – Gráfico das deformações para o método 2

Tab. 27- Deformações das componentes em função da modelação no método 2

lv	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2
Ux	3,48	4,29	5,37	6,60	8,02	9,93	12,33	15,23	19,37	25,44	34,33	46,65	∞
Uy	1,32	1,55	1,85	2,19	2,59	3,08	3,71	4,45	5,48	6,91	8,96	11,70	∞

Supondo que o aumento do impulso activo é consequência do incremento da sobrecarga, por motivos de circulação ou de colocação de maquinaria pesada, pode-se, através da equação 23, que define o impulso activo, calcular para que sobrecarga equivale um aumento de 40% do impulso activo mantendo constantes as características do aterro. Ora, um aumento de 40% do impulso activo traduz-se na aplicação de uma sobrecarga suplementar no valor de 46,8 kN/m². Para este valor regista-se um incremento de 4,54 cm e 1,27 cm na direcção horizontal e vertical correspondendo a aumentos de 130% e 96% respectivamente.

5.4. ESTUDO DAS DEFORMAÇÕES

5.4.1. IMPORTÂNCIA DO ESTUDO DAS DEFORMAÇÕES

Em geral, o projectista de uma estrutura para contenção necessita de resolver duas questões:

1. A primeira será assegurar a estabilidade da estrutura de suporte e do maciço envolvente. Por outras palavras, garantir que o maciço adjacente, bem como cada uma das componentes da estrutura de suporte, apresentam a necessária segurança em relação aos diversos estados limite últimos de resistência. Esta questão envolve os aspectos do dimensionamento que, embora não isentos de dificuldades e até de ponto obscuros e controversos, são susceptíveis de resposta mais ou menos objectiva.
2. A segunda questão a resolver pelo projectista será a de acautelar que os deslocamentos associados ao muro de contenção não ocasionem danos nas estruturas e infraestruturas próximas. Esta questão não susceptível de resposta tão objectiva como a primeira. Com efeito, para além de não ser possível determinar com rigor quais os deslocamentos que causam danos

em determinada estrutura, a estimativa aproximada dos movimentos induzidos no terrapleno envolve em geral grandes dificuldades. Não obstante, a questão referida assume importância fundamental em centros urbanos em que, aquelas obras confinam muitas vezes com outras construções cuja preservação é imperiosa à luz de critérios tão diversos como humanitários, históricos, culturais e económicos.

Existe uma estreita relação entre os deslocamentos laterais da parede de suporte e os assentamentos no terrapleno, não sendo possível reduzir estes sem adoptar as medidas convenientes para minimizar aqueles.

A figura 46 representa o aspecto típico dos deslocamentos associados a uma escavação suportada por um muro de suporte, ou seja, eventualmente um muro de gabiões.

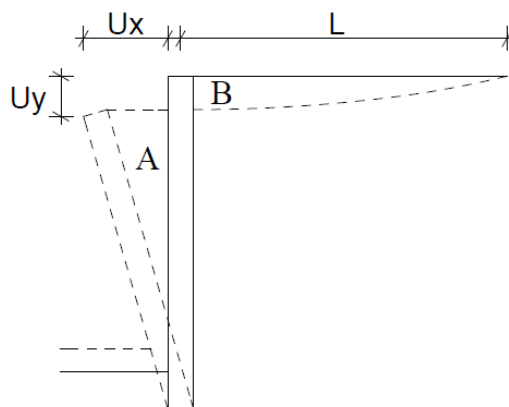


Fig. 46 – Modelo de assentamentos adoptado

$$A = \frac{(H - U_y) \cdot U_x}{2} \quad (30)$$

$$B = \frac{L \cdot U_y}{2} \quad (31)$$

Onde B é aproximado a um triângulo.

A área abrangida pelo movimento da parede de encontro à escavação A é aproximadamente igual à área envolvida pela superfície do terreno no seu movimento descendente B. A primeira daquelas áreas estende-se na vertical ate onde existem os deslocamentos em direcção à escavação e ao maciço a ela subjacente, altura que é, bastante inferior à extensão da superfície do terreno até onde se verificam os assentamentos. Já que as duas áreas são iguais, compreende-se que a que se distribui por uma maior extensão tenha uma configuração mais estreita e que, portanto, os assentamentos máximos sejam, em regra, inferiores aos deslocamentos máximos na superfície do terreno. Este modelo estará tanto mais próximo da realidade quanto mais argiloso for o terrapleno já que no caso de um aterro granular a área A será maior que a área B já que o muro ao deslocar-se no sentido contrário ao tardo do muro provoca uma descompressão do maciço e um consequente aumento do volume dado ao efeito de imbricamento a que as partículas granulares estão geralmente sujeitas. [17]

5.4.2. INTERACÇÃO SOLO-ESTRUTURA - ASSENTAMENTOS TOTAIS E DIFERENCIAIS

Existem dois tipos de assentamentos das estruturas: uniformes e não uniformes. Para o segundo caso, define-se assentamento diferencial como sendo a diferença entre o assentamento máximo e o assentamento mínimo da estrutura. O assentamento diferencial ocorre por várias razões, a saber: tensões iguais transmitidas ao maciço por fundações de diferentes geometrias, tensões diferentes transmitidas ao maciço por fundações de igual geometria e heterogeneidade do solo de fundação.

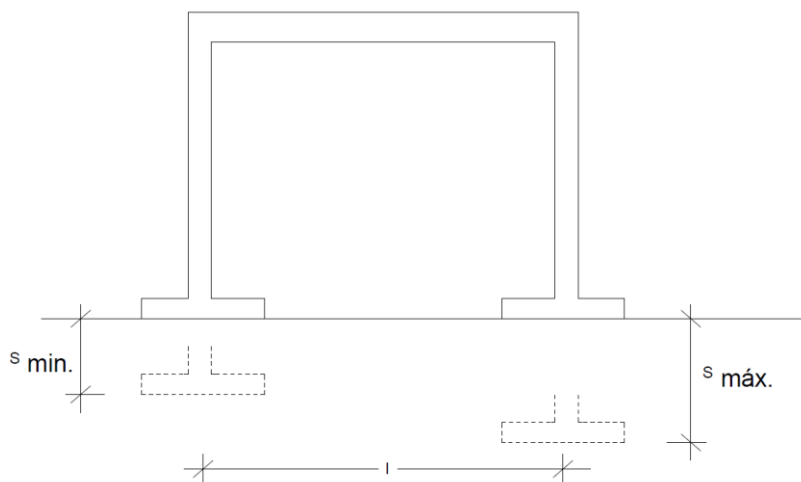


Fig. 47 – Assentamento não uniforme da fundação

$$s_{dif} = \Delta s = s_{máx} - s_{mín} \quad (28)$$

Por sua vez, distorção angular será a razão entre o assentamento diferencial de dois pontos de apoio contíguo e a respectiva distancia:

$$\alpha = \frac{\Delta s}{l} \quad (29)$$

Quando se põe a questão de estabelecer limites para assentamentos, é fundamental ter em conta que quando os assentamentos totais são elevados, torna-se muito difícil limitar os assentamentos diferenciais dentro de valores reduzidos. Logo, em geral, a limitação dos assentamentos totais de uma dada fundação a um dado valor relativamente pequeno, visa essencialmente controlar os assentamentos diferenciais, que então serão, naturalmente inferiores àquele valor. É necessário sublinhar a extrema dificuldade da fixação do limite dos assentamentos diferenciais, já que depende de muitos factores não quantificáveis tais como, a velocidade de assentamento, tipo de estrutura, etc. Contudo, os limites de assentamento diferenciais e das respectivas distorções angulares, estão condicionados, em geral, pela fissuração dos revestimentos (mais sensíveis que as próprias estruturas), e até, em alguns edifícios industriais, pelo funcionamento de maquinaria especialmente sensível.

A figura 48 apresenta os resultados de um estudo conduzido por Bjerrum (1963) indicando, para diversas situações de interesse prático, ordens de grandeza das distorções angulares admissíveis. Para

um dado caso, e tendo o afastamento médio dos pilares, l , poderá passar-se da distorção angular para o assentamento diferencial máximo entre pontos de apoio contíguos. Na prática, passar-se-á da limitação do assentamento diferencial máximo para a fixação dos assentamentos máximos, já que aqueles são mais difíceis de estimar, pois são largamente afectados pelas heterogeneidades dos maciços naturais e até pela capacidade de redistribuição de cargas pelas estruturas hiperestáticas.

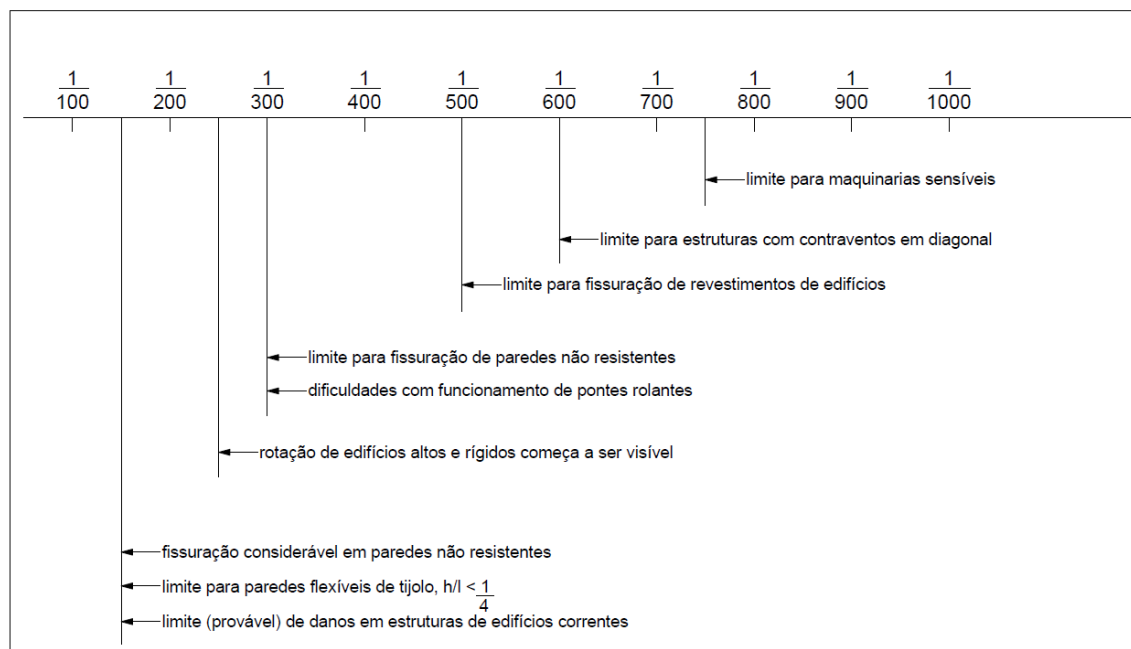


Fig. 48 – Ordens de grandeza das distorções angulares admissíveis para diversas situações segundo Bjerrum

A passagem do assentamento diferencial para o assentamento máximo a impor no projecto das fundações exige uma relação entre os dois tipos de assentamento. A figura 49 mostra alguns resultados coligidos por Bjerrum de observações de obras reais. [7]

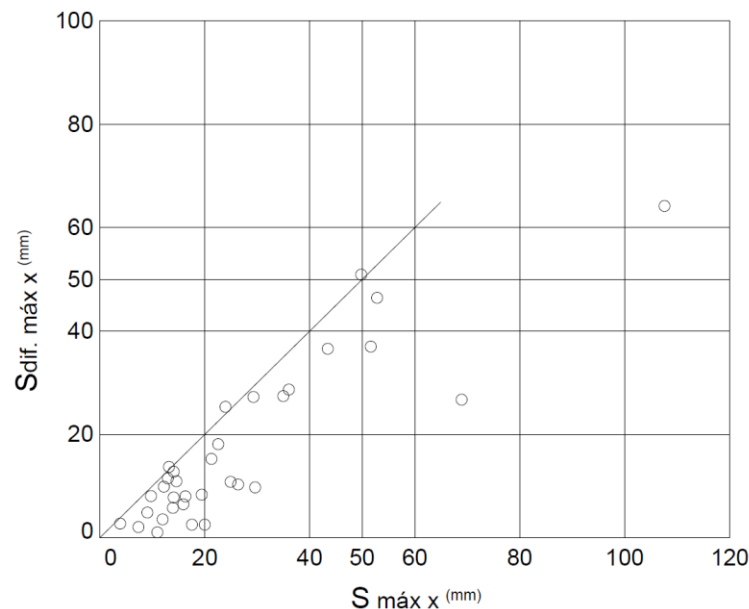


Fig. 49 – Relação entre assentamentos máximo e diferencial em edifícios fundados em areias segundo Bjerrum

5.4.3. ADMISSIBILIDADE DE UMA SITUAÇÃO HIPOTÉTICA

Numa situação hipotética admite-se a existência de uma habitação corrente na zona do terrapleno a 17 m de distância do muro. Ora, como foi dito anteriormente, é necessário assegurar limites de assentamento e, segundo a figura 48 a distorção limite máxima aconselhada para este tipo de estrutura de forma a evitar a fissuração do revestimento deverá ser 1/500. Supondo, também, que a distância média dos pilares da habitação é de 5 m teremos um assentamento diferencial máximo de cerca de 10 mm. Da figura 49 obtém-se o assentamento máximo a partir do assentamento diferencial máximo admitindo que o solo do aterro sendo granular, aproxima-se do comportamento de uma areia e é igual a 10 mm.

Sendo esta análise um problema complexo é proposta uma análise simplificada de forma a auferir valores de deformação vertical do solo para a distância de 17 m de forma a ser comparada ao assentamento máximo admissível para aquele tipo de estrutura. A metodologia proposta visa relacionar, como propõe a figura 46, as áreas de solo deslocada adjacentes ao muro em relação ao terrapleno, retirando assim deformações em qualquer ponto destas áreas. Esta análise necessita o conhecimento da extensão L , figura 46, que representa o comprimento de terrapleno afectado e deslocado. Tendo como base os métodos 1 e 2 mencionados anteriormente neste capítulo, retiraram-se os valores dos deslocamentos associados ao muro da tabela 26 e 27, e foram calculadas as áreas através das equações 30 e 31 para cada modelação. Deste cálculo retiraram-se os valores de L e as correspondentes deformações verticais a 17 m da linha de tardo do muro. As figuras 50 e 51 ilustram a progressão do deslocamento sofrido por uma estrutura que se localize na região referida acima para ambos os métodos.

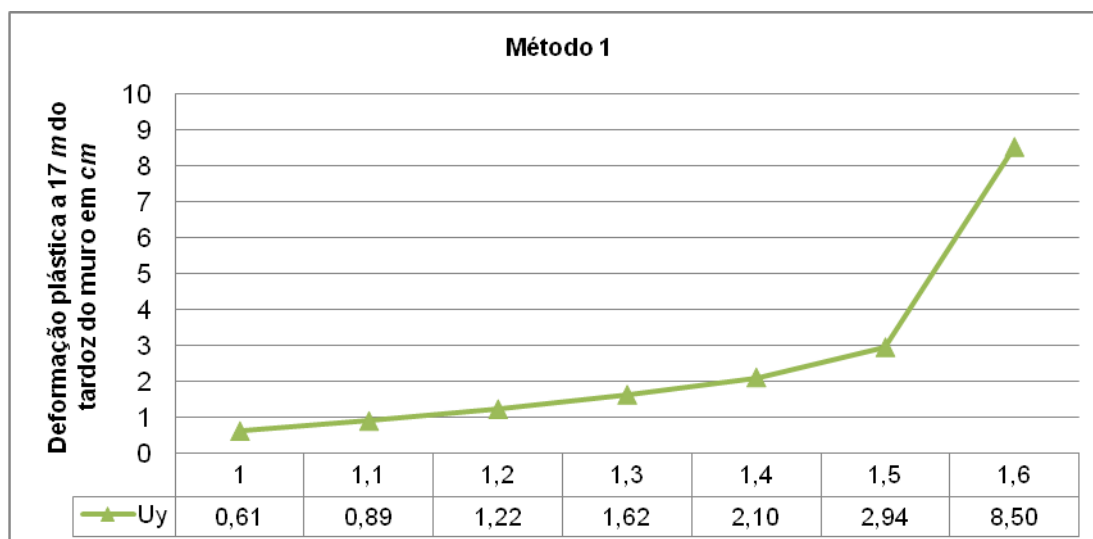


Fig. 50 – Progressão da deformação plástica verificada no terrapleno a 17 m do tardo do muro para o método 1

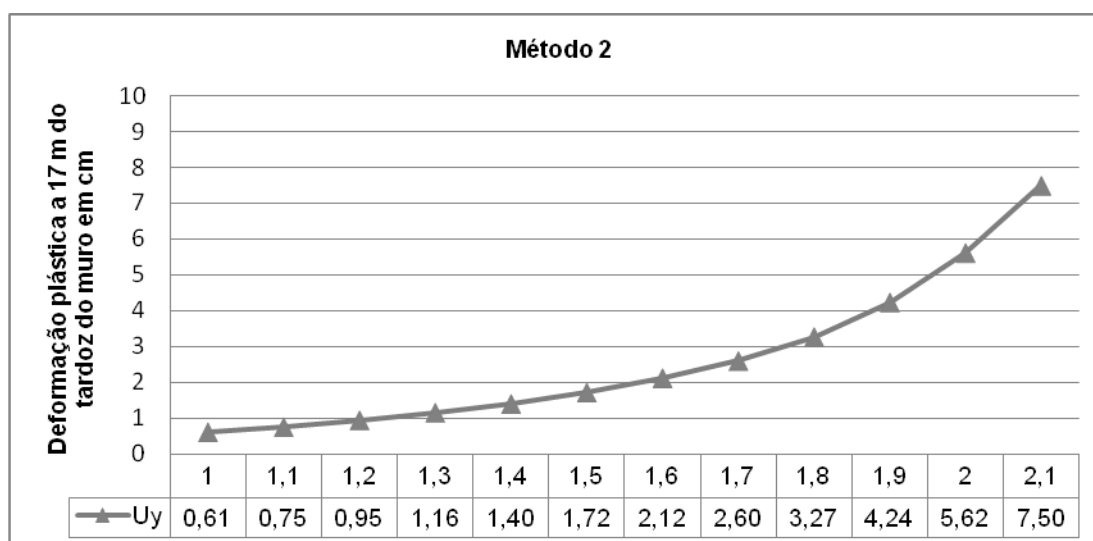


Fig. 51 - Progressão da deformação plástica verificada no terrapleno a 17 m do tardo do muro para o método 2

Tendo em conta o exemplo exposto acima, o limite de assentamento máximo era de 1 cm. Ora, como se pode verificar para ambos os métodos, rapidamente se deixa de verificar um cumprimento da deformação limite proposta por Bjerrum, figura 44, o que originaria eventuais avarias na estrutura instalada no terrapleno.

No caso do método 1, o incumprimento verifica-se a partir da modelação para um I_v de 1,2 já que se verifica uma deformação de 1,22 cm. Para um I_v de 1,4, valor correntemente utilizado em analogia ao FS₃, a deformação é de 2,1 cm o que representa um valor acima do dobro do limite proposto. A deformação, como seria expectável tem comportamento acelerado à medida que se aproxima o colapso verificando-se uma deformação de 8,6 cm imediatamente antes da ruína da estrutura.

Para o método 2 as ilações a retirar são comuns às do método 1, ou seja, verifica-se uma rápida saída do limite máximo proposto da deformação do solo, a partir de um I_v de 1,3 verifica-se uma

deformação de 1,16 *cm*. E, também aqui se verifica uma progressão crescente e acelerada até ao colapso, sendo o valor da deformação vertical imediatamente antes do colapso 7,5 *cm*.

É então, notória a forte implicação do controlo de assentamentos na estrutura na segurança das estruturas adjacentes ao muro de contenção.

6

CONCLUSÕES

As conclusões do presente trabalho de investigação são inerentes aos objectivos propostos que, relembrando, visavam o estudo do efeito de translação do ponto de rotação de muros de suporte gravíticos na análise ao derrube no *estado limite último* e o estudo do *estado limite de utilização* do respectivo muro através da análise dos deslocamentos registados no muro. E, propor respectivos gráficos de correcção aos factores de segurança obtidos pela teoria clássica.

De forma a estudar esse efeito foi analisada uma situação real e modelado um exemplo de estudo, baseado na modelação computacional, desenvolvido com o objectivo de analisar o comportamento de um muro de suporte gravítico.

Na análise pelo Método 1 verificou-se a existência de uma relação inequívoca entre a degradação dos valores resistentes do solo de fundação com o respectivo decréscimo do valor do factor de segurança ao derrube ao contrário do que a teoria clássica preconiza. O distanciamento entre os valores do factor de segurança clássico e os valores calculados através do auxílio de software elasto-plástico é crescente até ao colapso. Na análise pelo Método 2 denota-se um *décalage* constante até ao colapso já que na abordagem de majoração das acções os efeitos dos acréscimos do impulso activo são contabilizados na teoria clássica. Este *décalage* deve-se à correcção da posição do ponto de rotação que pelos resultados observados pode dizer-se que é aproximadamente constante relativamente ao cálculo clássico. Em suma o factor de segurança clássico decresce a uma taxa similar à taxa do factor de segurança calculado e proposto neste trabalho.

Estes resultados vêm demonstrar que a metodologia inovadora de cálculo do factor de segurança desenvolvida neste trabalho pode e deve ser ponderada no cálculo e dimensionamento de estruturas de suporte pesadas, já que oferece valores mais realistas do factor de segurança em relação ao valor obtido pela teoria clássica. Esta metodologia permite relacionar o decréscimo do factor de segurança ao derrube com a degradação dos parâmetros resistentes do solo de fundação, o que em determinadas circunstâncias pode explicar as avarias observadas em estruturas de suporte, como as de gabião.

Foram transcritas algumas considerações do livro *Estruturas de Suporte*, respeitando o capítulo 3.4.4 ,factores de segurança que visam esclarecer e estabelecer algumas vias de explicação alternativa para as avarias registadas em casos reais. *É claramente aconselhável proceder ao dimensionamento dos muros de suporte usando o coeficiente FS_3 ; a utilização deste procedimento abre caminho ao emprego, que se julga conveniente incrementar, de metodologias de dimensionamento baseados na análise probabilística das acções e das resistências e na definição dos respectivos coeficientes de segurança parciais*

Para as situações mais comuns ($\delta = \phi'/2$ ou $\delta = 2/3\phi'$), o uso do coeficiente $FS_1 = 1,5$, na medida em que conduz a muros de dimensão semelhante, constitui uma alternativa adequada ao emprego do coeficiente FS_3 tendo a vantagem de ser de mais fácil aplicação do que este último; quando δ assume valores extremos ($\delta = 0$ ou $\delta = \phi'$), o dimensionamento baseado na condição $FS_1 = 1,5$, no primeiro caso conduz em regra a muros anti-económicos e, no segundo, pode levar a muros pouco seguros, sendo neste caso aconselhável adoptar FS_1 superior a 1,5, por exemplo, igual a 1,7.

Ora, no caso de dimensionamento de muros de gabião o valor de δ inclui-se correntemente no intervalo ($\delta = 2/3\phi'$ a $\delta = \phi'$) o que, em alguns casos, poderá levar a situações em que os muros dimensionados sejam pouco seguros.

Relativamente à avaliação do estado limite de utilização ficou demonstrada a grande sensibilidade dos deslocamentos sofridos pelo muro, sobretudo nos pontos mais altos, em ambos os métodos, apesar de o método 1 provar que essa sensibilidade é maior e mais rápida quando ocorre degradação do solo de fundação. Esta análise vai ao encontro das considerações preambulares ao atribuir os excessivos deslocamentos verificados no muro às possíveis más condições do solo de fundação.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Pêrsio Leister de Almeida Barros, *Obras de Contenção, Manual Técnico*, Maccaferri, Brasil, 2003.
- [2] <http://www.abianchini.es/1024/index.asp>, Maio 2010.
- [3] <http://www.maccaferri.com.br/pagina.php?pagina=97&idioma=0>, Junho 2010.
- [4] <http://www.maccaferri.com.br/pagina.php?pagina=3258&idioma=0>, Junho 2010.
- [5] <http://www.maccaferri.com.br/pagina.php?pagina=95&idioma=0>, Junho 2010.
- [6] Cardoso, A. S., *Modelos em Geotecnia – Elasticidade e Plasticidade*, FEUP, Porto, 1998.
- [7] Manuel de Matos Fernandes, *Mecânica dos Solos II Volume*, FEUP, Porto, 1995.
- [8] Manuel de Matos Fernanades, *Estruturas de Suporte de Terras*, FEUP, Porto, 1990.
- [9] Eurocódigo 7: Projecto Geotécnico EN 1997-1:2004 + AC:2009, LNEC
- [10] António Campos e Matos, *Análise da situação de avarias ocorrida e soluções de recuperação, Parecer*, GEG, Porto, Maio 2009
- [11] Jorge M.C. Roxo, *IC9 Alburitel/Tomar (IC3), Nota Técnica 2*, Opway, Lisboa, 2009
- [12] Manuel Sarmento, *IC9 – Albutriel/Tomar (IC3) Sublanço nó de carregueiros, Projecto de Execução*, Lisboa, 2005.
- [13] Elsa Marina Barros, José Luis, Andreia Lourenço, *IC9 Alburitel/Tomar (IC3), Parecer*, CIVGEO, Lisboa, 2009
- [14] Matos e Silva, José, GAPRES, Portugal, João, LNEC, Graça, Henrique, DATAGEO, *Monitorização do comportamento dum muro de gabiões com 13 metros de altura*, LNEC, 2004.
- [15] Carlos A. Lazarte, Ph.D., P.E., Victor Elias, P.E., R. David Espinoza, Ph.D., P.E., Paul J. Sabatini, Ph.D., P.E., *Geotechnical Engineering Circular No. 7*, Washington, 2003.
- [16] Manuel de Matos Fernandes, *Mecânica dos Solos, Conceitos e Principios Fundamentais I Volume*, FEUP, Porto, 2006.
- [17] Manuel de Matos Fernandes, *Movimentos Associados a Escavações Suportadas*, FEUP, Porto, 1996

Anexo A

QUADRO 1

DEFORMAÇÕES TOTAIS, ELASTICAS E PLASTICAS PARA O MÉTODO 1

	M1		M1 elast		M1 plast		M2		M2 elast		M2 plast	
Ponto	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy
A	-15,6	-7,3	-12,1	-6,0	-3,5	-1,3	-17,3	-7,9	-12,2	-6,0	-5,1	-1,9
B	-4,3	-7,3	-3,7	-6,0	-0,7	-1,3	-4,6	-7,9	-3,6	-6,0	-0,9	-1,9
C	-4,3	-1,2	-3,7	-1,4	-0,7	0,2	-4,6	-1,0	-3,6	-1,4	-0,9	0,4

	M3		M3 elast		M3 plast		M4		M4 elast		M4 plast	
Ponto	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy
A	-19,2	-8,6	-12,3	-6,1	-6,9	-2,5	-21,6	-9,3	-12,4	-6,1	-9,2	-3,2
B	-4,9	-8,6	-3,6	-6,1	-1,3	-2,5	-5,4	-9,3	-3,6	-6,1	-1,8	-3,2
C	-4,9	-0,8	-3,6	-1,4	-1,3	0,6	-5,4	-0,6	-3,6	-1,4	-1,8	0,8

	M5		M5 elast		M5 plast		M6		M6 elast		M6 plast	
Ponto	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy
A	-24,4	-10,3	-12,5	-6,2	-11,9	-4,1	-29,3	-11,8	-12,5	-6,2	-16,8	-5,6
B	-6,0	-10,3	-3,6	-6,2	-2,4	-4,1	-7,4	-11,8	-3,6	-6,2	-3,8	-5,6
C	-6,0	-0,3	-3,6	-1,3	-2,4	1,0	-7,4	0,1	-3,6	-1,3	-3,8	1,4

	M7		M7 elast		M7 plast	
Ponto	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy
A	-62,1	-21,4	-12,6	-6,2	-49,5	-15,2
B	-18,0	-21,4	-3,6	-6,2	-14,4	-15,2
C	-18,0	2,4	-3,6	-1,3	-14,4	3,8

QUADRO 2

FORÇAS NORMAIS E DE CORTE NA BASE DO MURO PARA O MÉTODO 1

				M1		M2		M3	
				Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)	Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)	Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)
Base Do Muro	Effective Normal Stress	N1	Yg	0,33	22,5	0,30	16,00	0,25	12,60
		N2	Xg	2,35	4150	2,35	3900,00	2,35	3800,00
		N3	Yg	0,28	0,1	0,28	0,1	0,28	0,2
	Shear Stress	S1	Xg	0	68	0,00	64,00	0,00	61,70
		S2	Yg	0	550	0,00	560,00	0,00	570,00
		S3	Xg	6,5	0,03	6,50	0,08	6,50	0,09

				M4		M5		M6	
				Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)	Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)	Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)
Base Do Muro	Effective Normal Stress	N1	Yg	0,16	9,00	0,10	7,50	0,90	3,50
		N2	Xg	2,34	3650,00	2,33	3500,00	2,33	3450,00
		N3	Yg	0,28	0,2	0,28	0,21	0,28	0,22
	Shear Stress	S1	Xg	0,00	59,00	0,00	56,90	0,00	52,50
		S2	Yg	0,00	578,00	0,00	578,00	0,00	582,00
		S3	Xg	6,50	0,10	6,50	0,11	6,50	0,11

				M7	
				Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)
Base Do Muro	Effective Normal Stress	N1	Yg	0,80	1,60
		N2	Xg	2,31	3350,00
		N3	Yg	0,28	0,3
	Shear Stress	S1	Xg	0,00	50,00
		S2	Yg	0,00	615,00
		S3	Xg	6,50	0,12

QUADRO 3

MODELAÇÕES PLAXIS MÉTODO 2

		Modelações					
		M1	M2	M3	M4	M5	M6
	Cv	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
Fundação	γ (kN/m ³)	18	Constante				
	ϕ (°)	33					
	c (Kpa)	10					
	E	5					
	ν	0,3					
Impulso activo vertical	kN/m	132,1	145,31	158,52	171,73	184,94	198,15
Impulso activo horizontal	kN/m	362,8	399,08	435,36	471,64	507,92	544,2

		Modelações						
		M7	M8	M9	M10	M11	M12	M13
	Cv	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,1	2,2
Fundação	γ (kN/m ³)	18	Constante					
	ϕ (°)	33						
	c (Kpa)	10						
	E	5						
	ν	0,3						
Impulso activo vertical	kN/m	211,36	224,57	237,78	250,99	264,2	277,41	290,62
Impulso activo horizontal	kN/m	580,48	616,76	653,04	689,32	725,6	761,88	798,16

QUADRO 4

MODELAÇÕES PLAXIS MÉTODO 2 PARA EFEITO ELÁSTICO

		Modelações					
		M1 elast	M2 elast	M3 elast	M4 elast	M5 elast	M6 elast
	Cv	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
Fundação	γ (kN/m ³)	18	Constante				
	ϕ (°)	33					
	c (Kpa)	1000					
	E	5					
	v	0,3					
Impulso activo vertical	kN/m	132,1	145,31	158,52	171,73	184,94	198,15
Impulso activo horizontal	kN/m	362,8	399,08	435,36	471,64	507,92	544,2

		Modelações						
		M7 elast	M8 elast	M9 elast	M10 elast	M11 elast	M12 elast	M13 elast
	Cv	1,6	1,7	1,8	1,9	2	2,1	2,2
Fundação	γ (kN/m ³)	18	Constante					
	ϕ (°)	33						
	c (Kpa)	1000						
	E	5						
	v	0,3						
Impulso activo vertical	kN/m	211,36	224,57	237,78	250,99	264,2	277,41	290,62
Impulso activo horizontal	kN/m	580,48	616,76	653,04	689,32	725,6	761,88	798,16

QUADRO 5

DEFORMAÇÕES TOTAIS, ELASTICAS E PLASTICAS PARA O MÉTODO 2

	M1		M1 elast		M1 plast		M2		M2 elast		M2 plast	
Ponto	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy
A	-15,62	-7,29	-12,13	-5,97	-3,48	-1,32	-18,75	-8,05	-14,46	-6,50	-4,29	-1,55
B	-4,35	-7,28	-3,68	-5,97	-0,67	-1,32	-5,06	-8,04	-4,13	-6,49	-0,93	-1,55
C	-4,34	-1,18	-3,67	-1,39	-0,68	0,20	-5,05	-0,63	-4,12	-0,90	-0,93	0,26

	M3		M3 elast		M3 plast		M4		M4 elast		M4 plast	
Ponto	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy
A	-22,26	-8,89	-16,89	-7,03	-5,37	-1,85	-26,07	-9,78	-19,47	-7,59	-6,60	-2,19
B	-5,87	-8,88	-4,59	-7,03	-1,28	-1,85	-6,77	-9,77	-5,08	-7,58	-1,69	-2,19
C	-5,86	-0,01	-4,58	-0,37	-1,28	0,36	-6,77	0,68	-5,07	0,21	-1,69	0,47

	M5		M5 elast		M5 plast		M6		M6 elast		M6 plast	
Ponto	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy
A	-30,34	-10,76	-22,32	-8,16	-8,02	-2,59	-35,04	-11,83	-25,11	-8,75	-9,93	-3,08
B	-7,83	-10,75	-5,61	-8,16	-2,22	-2,59	-9,05	-11,82	-6,12	-8,74	-2,93	-3,08
C	-7,83	1,43	-5,61	0,89	-2,22	0,54	-9,04	2,25	-6,11	1,55	-2,93	0,70

	M7		M7 elast		M7 plast		M8		M8 elast		M8 plast	
Ponto	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy
A	-40,47	-13,04	-28,14	-9,34	-12,33	-3,71	-46,71	-14,41	-31,47	-9,96	-15,23	-4,45
B	-10,48	-13,03	-6,67	-9,33	-3,81	-3,71	-12,12	-14,40	-7,27	-9,95	-4,86	-4,45
C	-10,47	3,21	-6,66	2,30	-3,81	0,91	-12,12	4,32	-7,26	3,16	-4,86	1,16

	M9		M9 elast		M9 plast		M10		M10 elast		M10 plast	
Ponto	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy
A	-54,33	-16,07	-34,95	-10,59	-19,37	-5,48	-64,06	-18,15	-38,62	-11,24	-25,44	-6,91
B	-14,19	-16,06	-7,88	-10,58	-6,31	-5,48	-16,89	-18,15	-8,51	-11,23	-8,38	-6,91
C	-14,19	5,67	-7,87	4,07	-6,31	1,60	-16,89	7,40	-8,51	5,07	-8,38	2,33

	M11		M11 elast		M11 plast		M12		M12 elast		M12 plast	
Ponto	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy	Ux	Uy
A	- 76,87	-20,87	- 42,53	- 11,91	- 34,33	- 8,96	- 93,29	- 24,29	- 46,64	- 12,59	-46,65	- 11,70
B	- 20,53	-20,86	-9,18	- 11,90	- 11,35	- 8,96	- 25,17	- 24,28	-9,86	- 12,58	-15,32	- 11,70
C	- 20,52	9,65	-9,17	6,16	- 11,36	3,49	- 25,17	12,61	-9,85	7,33	-15,32	5,27

QUADRO 6

FORÇAS NORMAIS E DE CORTE NA BASE DO MURO PARA O MÉTODO 2

				M1		M2		M3	
				Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)	Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)	Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)
Base Do Muro	Effective Normal Stress	N1	Yg	0,33	22,5	0,37	29,22	0,4	36,8
		N2	Xg	2,36	4150	2,3	4100	2,23	4050
		N3	Yg	0,45	0,02	0,3	0,09	0,31	0,09
	Shear Stress	S1	Xg	0	68	0	75	0	81,25
		S2	Yg	0	550	0	600	0	650
		S3	Xg	6,5	1,63	6,5	0,04	6,5	0,05

				M4		M5		M6	
				Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)	Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)	Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)
Base Do Muro	Effective Normal Stress	N1	Yg	0,4	42,27	0,42	46,7	0,42	50,85
		N2	Xg	2,17	4000	2,11	3950	2,05	3900
		N3	Yg	0,32	0,08	0,33	0,07	0,33	0,06
	Shear Stress	S1	Xg	0	87,7	0	92,62	0	97,8
		S2	Yg	0	703	0	758	0	814
		S3	Xg	6,5	0,05	6,5	0,06	6,5	0,08

				M7		M8		M9	
				Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)	Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)	Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)
Base Do Muro	Effective Normal Stress	N1	Yg	0,43	53,8	0,44	57,55	0,44	60
		N2	Xg	1,99	3850	1,94	3800	1,88	3760
		N3	Yg	0,34	0,05	0,35	0,05	0,38	0,04
	Shear Stress	S1	Xg	0	102	0	104	0	105
		S2	Yg	0	871	0	930	0	999,8
		S3	Xg	6,5	0,09	6,5	0,09	6,5	0,1

				M10		M11		M12	
				Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)	Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)	Ponto de Aplicação (m)	Força (kN/m)
Base Do Muro	Effective Normal Stress	N1	Yg	0,44	62	0,45	65	0,46	66,72
		N2	Xg	1,83	3730	1,8	3690	1,76	3640
		N3	Yg	0,37	0,04	0,39	0,02	0,4	0,63
	Shear Stress	S1	Xg	0	102	0	100	0	101,5
		S2	Yg	0	1070	0	1150	0	1200
		S3	Xg	6,5	0,11	6,5	0,11	6,5	0,15

QUADRO 7

CALCULO DOS FACTORES DE SEGURANÇA MÉTODO 1

		Modelação 1		Modelação 2	
		Momentos		Momentos	
		Instabilizador	Estabilizador	Instabilizador	Estabilizador
Blocos	W1	232,79		221,315	
	W2	232,79		221,315	
	W3	275,36		261,01875	
	W4	311,68		294,4725	
	W5	341,75		321,67625	
	W6	341,75		321,67625	
	W7	365,57		342,63	
	W8	383,14		357,33375	
	W9	394,46		365,7875	
	W10	399,53		367,99125	
	W11	398,36		363,945	
	W12	390,93		353,64875	
aterro (impulso)	lav		152,67		122,36423
	lah	2814,24		2785,46956	
aterro (forças verticais)	F1	65,13		60,7467	
	F2	88,26		81,2926	
	F3	100,14		90,5885	
	F4	117,92		103,7211	
	F5	101,21		84,6936	
	F6	73,36		54,7803	
	F7	36,51		15,8670	
	F8		9,34		32,0463
	F9		64,18		88,9596
Effective normal stress	aresta do muro à esquerda		70,58		48,44
	base do muro		13718,66		11997,57
	aresta do muro à direita		0,31		0,30
Shear stress	aresta do muro à esquerda		384,59		347,28
	base do muro		1543,85		1527,51
	aresta do muro à direita		0,03		0,09
Somatório de Momentos		7464,862	15944,197	7069,966	14164,565
FS		2,136		2,003	

		Modelação 3		Modelação 4	
		Momentos		Momentos	
		Instabilizador	Estabilizador	Instabilizador	Estabilizador
Blocos	W1	215,33		211,13	
	W2	215,33		211,13	
	W3	253,5375		248,2875	
	W4	285,495		279,195	
	W5	311,2025		303,8525	
	W6	311,2025		303,8525	
	W7	330,66		322,26	
	W8	343,8675		334,4175	
	W9	350,825		340,325	
	W10	351,5325		339,9825	
	W11	345,99		333,39	
	W12	334,1975		320,5475	
aterro (impulso)	lav		106,55186		95,45546
	lah	2793,26976		2840,03468	
aterro (forças verticais)	F1	58,4575		56,8510	
	F2	77,6567		75,1052	
	F3	85,6060		82,1095	
	F4	96,3146		91,1171	
	F5	76,0752		70,0272	
	F6	45,0846		38,2806	
	F7	5,0940			2,466
	F8		43,8966		52,2126
	F9		101,8872		110,9592
Effective normal stress	aresta do muro à esquerda		37,79	37,79	27,34
	base do muro		11235,08	11235,08	10521,49
	aresta do muro à direita		0,61	0,61	0,63
Shear stress	aresta do muro à esquerda		327,42	327,42	308,13
	base do muro		1567,04	1567,04	1663,54
	aresta do muro à direita		0,11	0,11	0,13
Somatório de Momentos		6886,726	13420,385	6801,89528	12782,36072
FS		1,949		1,879	

		Modelação 5		Modelação 6	
		Momentos		Momentos	
		Instabilizador	Estabilizador	Instabilizador	Estabilizador
Blocos	W1	209,37		209,355	
	W2	209,37		209,355	
	W3	246,0875		246,06875	
	W4	276,555		276,5325	
	W5	300,7725		300,74625	
	W6	300,7725		300,74625	
	W7	318,74		318,71	
	W8	330,4575		330,42375	
	W9	335,925		335,8875	
	W10	335,1425		335,10125	
	W11	328,11		328,065	
	W12	314,8275		314,77875	
aterro (impulso)	lav		90,80554		90,76591
	lah	2913,13888		3070,5578	
aterro (forças verticais)	F1	56,1778		56,1720	
	F2	74,0360		74,0269	
	F3	80,6443		80,6318	
	F4	88,9391		88,9206	
	F5	67,4928		67,4712	
	F6	35,4294		35,4051	
	F7		5,634		5,661
	F8		55,6974		55,7271
	F9		114,7608		114,7932
Effective normal stress	aresta do muro à esquerda		23,85	37,79	15,45
	base do muro		10000,90	11235,08	9857,00
	aresta do muro à direita		0,71	0,61	0,83
Shear stress	aresta do muro à esquerda		295,16	327,42	272,32
	base do muro		1780,01	1567,04	2044,86
	aresta do muro à direita		0,14	0,11	0,14
Somatório de Momentos		6821,98828	12367,67	6978,9554	12457,55
FS		1,813		1,785	

		Modelação 7	
		Momentos	
		Instabilizador	Estabilizador
Blocos	W1	210,34	
	W2	210,34	
	W3	247,3	
	W4	278,01	
	W5	302,47	
	W6	302,47	
	W7	320,68	
	W8	332,64	
	W9	338,35	
	W10	337,81	
	W11	331,02	
	W12	317,98	
aterro (impulso)	lav		93,36828
	lah	3585,62496	
aterro (forças verticais)	F1	56,5488	
	F2	74,6253	
	F3	81,4518	
	F4	90,1395	
	F5	68,8896	
	F6	37,0008	
	F7		3,8880
	F8		53,7768
	F9		112,6656
Effective normal stress	aresta do muro à esquerda		9,17
	base do muro		9704,28
	aresta do muro à direita		1,56
Shear stress	aresta do muro à esquerda		260,34
	base do muro		3033,92
	aresta do muro à direita		0,16
Somatório de Momentos		7523,69076	13273,12894
FS		1,764	

QUADRO 8

CALCULO DOS FACTORES DE SEGURANÇA MÉTODO 2

		Modelação 1		Modelação 2	
		Momentos		Momentos	
		Instabilizador	Estabilizador	Instabilizador	Estabilizador
Blocos	W1	232,79		228,32	
	W2	232,79		228,32	
	W3	275,36		269,77	
	W4	311,68		304,97	
	W5	341,75		333,93	
	W6	341,75		333,93	
	W7	365,57		356,63	
	W8	383,14		373,08	
	W9	394,46		383,29	
	W10	399,53		387,24	
	W11	398,36		384,95	
	W12	390,93		376,40	
aterro (impulso)	lav		152,67		154,94
	lah	2814,24		3308,29	
aterro (forças verticais)	F1	65,13		63,42	
	F2	88,26		85,55	
	F3	100,14		96,42	
	F4	117,92		112,38	
	F5	101,21		94,77	
	F6	73,36		66,12	
	F7	36,51		28,47	
	F8		9,34		18,19
	F9		64,18		73,84
Effective normal stress	aresta do muro à esquerda		70,58		108,40
	base do muro		13718,66		13391,83
	aresta do muro à direita		0,31		0,33
Shear stress	aresta do muro à esquerda		384,59		417,47
	base do muro		1543,85		2003,88
	aresta do muro à direita		0,03		0,04
Somatório de Momentos		7487,97	15980,67	7816,23	16168,92
FS		2,134		2,069	

		Modelação 3		Modelação 4	
		Momentos		Momentos	
		Instabilizador	Estabilizador	Instabilizador	Estabilizador
Blocos	W1	222,06		217,58	
	W2	222,06		217,58	
	W3	261,95		256,34	
	W4	295,59		288,86	
	W5	322,98		315,13	
	W6	322,98		315,13	
	W7	344,12		335,15	
	W8	359,01		348,92	
	W9	367,65		356,44	
	W10	370,04		357,71	
	W11	366,18		352,73	
	W12	356,07		341,49	
aterro (impulso)	lav		149,20		146,23
	lah	3794,03		4282,35	
aterro (forças verticais)	F1	61,03		59,32	
	F2	81,75		79,02	
	F3	91,21		87,47	
	F4	104,64		99,09	
	F5	85,77		79,31	
	F6	55,99		48,72	
	F7	17,21		9,13	
	F8		30,57		39,45
	F9		87,35		97,04
Effective normal stress	aresta do muro à esquerda		153,26	37,79	191,47
	base do muro		13005,36	11235,08	12726,00
	aresta do muro à direita		0,37	0,61	0,36
Shear stress	aresta do muro à esquerda		442,10	327,42	469,33
	base do muro		2447,06	1567,04	2903,18
	aresta do muro à direita		0,05	0,11	0,06
Somatório de Momentos		8102,31	16315,31	8447,47	16573,11
FS		2,014		1,962	

		Modelação 5		Modelação 6	
		Momentos		Momentos	
		Instabilizador	Estabilizador	Instabilizador	Estabilizador
	Blocos	W1	218,93		214,815
		W2	218,93		214,815
		W3	258,04		252,89375
		W4	290,90		284,7225
		W5	317,50		310,30125
		W6	317,50		310,30125
		W7	337,86		329,63
		W8	351,97		342,70875
		W9	359,83		349,5375
		W10	361,43		350,11625
		W11	356,79		344,445
		W12	345,90		332,52375
	aterro (impulso)	lav		162,49	
		lah			157,79
	aterro (forças verticais)		4855,82		5435,69
		F1	59,83		58,26
		F2	79,84		77,34
		F3	88,60		85,18
		F4	100,77		95,68
		F5	81,26		75,33
		F6	50,92		44,25
		F7	11,57		4,17
		F8		36,77	44,92
		F9		94,11	103,00
Effective normal stress	aresta do muro à esquerda		234,91	37,79	277,56
	base do muro		12910,97	11235,08	12660,57
	aresta do muro à direita		0,35	0,61	0,32
Shear stress	aresta do muro à esquerda		498,17	327,42	517,98
	base do muro		3494,53	1567,04	4101,26
	aresta do muro à direita		0,07	0,11	0,10
Somatório de Momentos		9064,19	17432,36	9512,71	17863,49
FS		1,923		1,878	

		Modelação 7		Modelação 8	
		Momentos		Momentos	
		Instabilizador	Estabilizador	Instabilizador	Estabilizador
Blocos	W1	210,985		207,875	
	W2	210,985		207,875	
	W3	248,1063		244,21875	
	W4	278,9775		274,3125	
	W5	303,5988		298,15625	
	W6	303,5988		298,15625	
	W7	321,97		315,75	
	W8	334,0913		327,09375	
	W9	339,9625		332,1875	
	W10	339,5838		331,03125	
	W11	332,955		323,625	
	W12	320,0763		309,96875	
aterro (impulso)	lav		142,61		147,65
	lah	5984,98		6519,52	
aterro (forças verticais)	F1	56,80		55,61	
	F2	75,02		73,13	
	F3	81,99		79,40	
	F4	90,94		87,09	
	F5	69,82		65,34	
	F6	38,05		33,01	
	F7		2,73		8,33
	F8		52,50		58,66
	F9		111,27		117,99
Effective normal stress	aresta do muro à esquerda		311,52		348,79
	base do muro		12434,35		12226,50
	aresta do muro à direita		0,29		0,30
Shear stress	aresta do muro à esquerda		532,41		536,38
	base do muro		4668,91		5227,16
	aresta do muro à direita		0,12		0,12
Somatório de Momentos		9942,47	18256,69	10383,34	18671,87
FS		1,836		1,798	

		Modelação 9		Modelação 10	
		Momentos		Momentos	
		Instabilizador	Estabilizador	Instabilizador	Estabilizador
Blocos	W1	201,655		193,195	
	W2	201,655		193,195	
	W3	236,44375		225,8688	
	W4	264,9825		252,2925	
	W5	287,27125		272,4663	
	W6	287,27125		272,4663	
	W7	303,31		286,39	
	W8	313,09875		294,0638	
	W9	316,6375		295,4875	
	W10	313,92625		290,6613	
	W11	304,965		279,585	
	W12	289,75375		262,2588	
aterro (impulso)	lav		126,76		91,34
	lah	7019,20		7475,33	
aterro (forças verticais)	F1	53,23		49,99	
	F2	69,35		64,21	
	F3	74,22		67,18	
	F4	79,39		68,92	
	F5	56,38		44,20	
	F6	22,93		9,23	
	F7		19,52		34,75
	F8		70,97		87,72
	F9		131,43		149,70
Effective normal stress	aresta do muro à esquerda		374,31		392,74
	base do muro		11855,66		11316,45
	aresta do muro à direita		0,25		0,25
Shear stress	aresta do muro à esquerda		528,48		496,12
	base do muro		5797,34		6307,12
	aresta do muro à direita		0,15		0,18
Somatório de Momentos		10695,67	18904,86	10896,99	18876,36
FS		1,768		1,732	

		Modelação 11		Modelação 12	
		Momentos		Momentos	
		Instabilizador	Estabilizador	Instabilizador	Estabilizador
Blocos	W1	184,01		174,01	
	W2	184,01		174,01	
	W3	214,3875		201,8875	
	W4	238,515		223,515	
	W5	256,3925		238,8925	
	W6	256,3925		238,8925	
	W7	268,02		248,02	
	W8	273,3975		250,8975	
	W9	272,525		247,525	
	W10	265,4025		237,9025	
	W11	252,03		222,03	
	W12	232,4075		199,9075	
aterro (impulso)	lav		47,61	15,09	
	lah	7893,80		8240,65	
aterro (forças verticais)	F1	46,48		42,65	
	F2	58,63		52,55	
	F3	59,53		51,21	
	F4	57,56		45,18	
	F5	30,97		16,57	
	F6		5,65		21,85
	F7		51,28		69,28
	F8		105,91		125,71
	F9		169,54		191,14
Effective normal stress	aresta do muro à esquerda		414,64		422,08
	base do muro		10627,94		9901,53
	aresta do muro à direita		0,13		3,95
Shear stress	aresta do muro à esquerda		468,02		454,74
	base do muro		6818,35		7039,44
	aresta do muro à direita		0,20		0,30
Somatório de Momentos		11044,46	18709,26	11121,39	18230,03
FS		1,694		1,639	